

Министерство высшего и среднего специального образования РСФСР

ЛЕНИНГРАДСКИЙ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

Н. Б. БАРЫШНИКОВ

АНТРОПОГЕННОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

*Утверждено ученым советом института
в качестве учебного пособия*

ЛЕНИНГРАД

1990

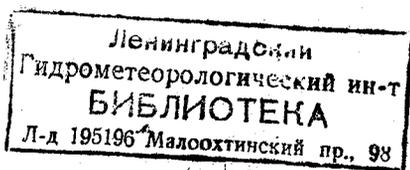
Барышников Н. Б. Антропогенное воздействие на русловые процессы, Учебное пособие. Л., изд. ЛГМИ, 1990, 140 с.

В учебном пособии излагаются основы теории русловых процессов и комплекс проблем, возникающих при воздействии различных гидротехнических сооружений и агролесомелиоративных мероприятий на русловые процессы. Особое внимание при этом уделено воздействию регулирующих водохранилищ, коренным образом изменяющих ход русловых процессов на участках значительной протяженности.

Учебное пособие предназначено для слушателей ФПК, работающих на сетевых и специализированных русловых станциях системы Госкомгидромета СССР, инженеров-гидрологов различных проектных организаций, а также для студентов-гидрологов старших курсов.

Ил. 26. Табл. 13. Библ. 33.

Рецензенты: кафедра гидрологии суши Ленинградского государственного университета; *А. Ф. Кудряшов*, канд. техн. наук, доц. (Ленинградский сельскохозяйственный институт).



ВВЕДЕНИЕ

Гидротехническое строительство на реках и интенсивное развитие агrolесомелиоративных и сельскохозяйственных работ в бассейнах рек оказывают все возрастающее влияние на русловые процессы. Под последними, как известно, понимаются изменения морфологического строения речных русел и речных пойм, постоянно происходящие под действием текущей воды.

Если в недалеком прошлом главной задачей гидротехников являлась защита сооружений от негативных воздействий речного потока и русловых процессов, то в настоящее время одной из основных становится проблема прогноза и учета воздействия на русловые процессы сооружений в реках и различных мероприятий в их бассейнах. Это обусловлено тем, что негативные последствия этих воздействий по своим масштабам и значимости могут во много раз превышать или существенно снижать экономический эффект, получаемый от гидротехнических сооружений в руслах рек или проведенных в их бассейнах лесомелиоративных и других мероприятий.

В качестве примера можно привести интенсивный выбор аллювия и гальки из русел и пойм рек, используемых для строительства. Это вызывает резкое падение уровней и, как следствие, обнажение водозаборных сооружений, уменьшение судоходных глубин и другие негативные последствия. Особенно неблагоприятные условия наблюдались из-за выемки грунта на р. Томи у г. Томска, где уровень воды упал до 1,5 м на участке большой протяженности.

Еще большее негативное воздействие на русловые процессы оказывает строительство регулирующих водохранилищ, плотины которых разделяют реки на верхний и нижний бьефы. Русловые процессы в этих бьефах, как правило, резко изменяются. В верхнем бьефе происходит интенсивная аккумуляция наносов, а в нижнем — еще более интенсивный размыв русла.

Все это подтверждает необходимость углубленного изучения как самих русловых процессов, так и их изменений, происходящих при антропогенном воздействии на них.

В данном пособии предусматривается краткое изложение основных положений и концепций формирования русловых процессов на реках, находящихся в естественном состоянии, т. е. не подверженных или пренебрежимо мало подверженных антропо-

генному воздействию, а также вопросов и проблем, возникающих при расчетах русловых процессов под воздействием различных типов гидротехнических сооружений.

1. РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ И ИХ ТИПИЗАЦИЯ

1.1. Гидродинамический и гидроморфологический подходы к разработке теории русловых процессов

Исторически сложилось два принципиально отличных подхода к разработке теории русловых процессов: гидродинамический и гидроморфологический. Первый из них основан на применении системы уравнений сохранения энергии и массы для жидкого и твердого потоков к решению проблемы расчета русловых деформаций, т. е. к решению проблемы русловых процессов. Второй — на типизации морфологически однородных русловых форм и образований на основе крупномасштабных планово-высотных картографических и аэрофотосъемочных материалов и определения средних скоростей их перемещения, используемых при разработке фоновых прогнозов русловых процессов большой заблаговременности.

В 50-х годах нашего столетия Н. Е. Кондратьев [28], применив принцип дискретности, выполнил анализ характера перемещения наносов в речных потоках и установил, что он подчинен различным для соответствующих структурных уровней закономерностям. Именно введение принципа дискретности позволило научно обосновать пределы применения каждого из этих подходов. Действительно, на низших структурных уровнях, в частности, уровне перемещения микроформ, наиболее эффективным является применение гидродинамического метода.

На структурных уровнях мезо- и макроформ эффективным является применение положений и методик гидроморфологического подхода к теории русловых процессов. В то же время оба подхода имеют существенные недостатки, заключающиеся в недоучете особенностей морфологического строения русел и пойм в гидродинамическом подходе, структуры и гидравлики потоков в гидроморфологическом подходе.

1.2. Гидродинамический метод. Система уравнений для расчета деформаций

Расчетные уравнения динамики русловых потоков основаны на двух физических законах: сохранения вещества и сохранения энергии. На основе закона сохранения вещества для жидкости получают уравнение неразрывности, а для наносов — уравнение деформаций.

В общей задаче о движении взвесенесущего потока закон сохранения энергии также записывается отдельно для движущейся жидкости и твердых частиц. Объединяя эти уравнения, получают уравнение для смеси жидкости и твердых частиц.

Однако для малых концентраций наносов, которые обычно наблюдаются на естественных, особенно равнинных водотоках, уравнения движения смеси практически не отличаются от уравнений движения чистой жидкости. Поэтому основная система уравнений динамики русловых потоков содержит следующие составляющие: уравнение движения воды, уравнение неразрывности и уравнение деформаций.

Одномерная идеализация получается осреднением скоростей течения воды по площади сечения потока. Последующий учет неравномерности распределения скоростей по сечению потока осуществляется с помощью коэффициентов Кориолиса и Буссинеска. Касательные напряжения на дне и глубины потока осредняются по ширине русла. Движение потока предполагается плавно изменяющимся. В результате для бесприточного участка получается система, состоящая из уравнений:

движения жидкого потока

$$I = \frac{v^2}{C^2 h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_K v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha_B}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (1.1)$$

и неразрывности жидкого потока

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial t} = 0 \quad (1.2)$$

Для двухфазного потока, то есть потока с наносами, на бесприточном участке уравнения (1.1 и 1.2) представляют в более полном виде

$$I = \frac{v^2}{C^2 h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_K v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha_B}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha_S \rho_1 v q'_S}{\rho g F}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial [F(1-S)]}{\partial t} = 0, \quad (1.3)$$

где α_S — корректив, учитывающий неравномерность распределения местных концентраций наносов по живому сечению; q'_S — расход притока (или оттока) наносов на единицу длины потока, происходящего в процессе массообмена русла и потока; S — осредненная по сечению концентрация наносов (в долях единицы). На равнинных реках она, как правило, не превышает 0,015. Учитывая это при применении уравнений (1.3) к равнинным рекам, концентрацией наносов пренебрегают и они преобразуются в (1.2).

Наиболее важным в системе является уравнение деформаций, устанавливающее связь между изменениями русла и транспортом наносов. Рассмотрим вывод этого уравнения с учетом приведенных выше ограничений.

Направив ось x по течению, вырежем в потоке параллелепипед с основанием $dx dz$ и высотой $H = y_n - y_d$, где y_n и y_d — отметки свободной поверхности и дна (рис. 1.1).

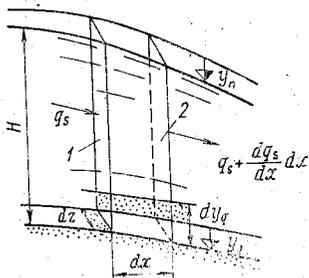


Рис 1.1. Схема, иллюстрирующая вывод уравнения деформаций

Составим баланс наносов для данного параллелепипеда, введя допущение об отсутствии результирующего перемещения наносов через его боковые грани. Под расходом наносов при этом будем понимать общий объемный расход взвешенных и влекомых наносов в плотном теле. Расход наносов через первую (верхнюю) грань параллелепипеда равен $q_s dz$, где q_s — объемный расход наносов на единицу ширины потока. Расход наносов через вторую (нижнюю) грань равен $\left(q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx\right) dz$. Разность между

объемами наносов, прошедших через первую и вторую грани за промежуток времени dt составит

$$\left[q_s dz - \left(q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) dz \right] dt = - \frac{\partial q_s}{\partial x} dx dz dt,$$

Эта разность должна быть равна изменению за то же время объема наносов, слагающих дно параллелепипеда, плюс изменение объема наносов, находящихся внутри параллелепипеда в состоянии движения. Изменение первого из упомянутых объемов наносов выражается величиной

$$(1 - \varepsilon) dy dx dz = (1 - \varepsilon) \frac{\partial y}{\partial t} dx dz dt,$$

где ε — коэффициент пористости донных отложений.

Объем наносов, находящийся внутри параллелепипеда в состоянии движения, равен $HS dx dz$. Изменение этого объема за время dt равно

$$\frac{\partial (HS)}{\partial t} dt dx dz$$

Собирая все члены баланса наносов вместе, получаем

$$- \frac{\partial q_s}{\partial x} dx dz dt = (1 - \varepsilon) \frac{\partial y}{\partial t} dx dz dt + \frac{\partial (HS)}{\partial t} dx dz dt,$$

сокращая на $dx dz dt$ и перенося все члены уравнения влево, имеем

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial (HS)}{\partial t} = 0. \quad (1.4)$$

Это уравнение и называется уравнением деформации. Однако так же, как и в уравнении (1.3), при применении к равнинным рекам, где концентрация наносов обычно мала, последним членом левой части уравнения (1.4) обычно пренебрегают, и тогда оно преобразуется к более простому виду

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) \frac{\partial y}{\partial t} = 0. \quad (1.5)$$

Для сечения в целом уравнение (1.5) принимает вид

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) \frac{\partial F}{\partial t} = 0, \quad (1.6)$$

где Q_s — расход влекомых и взвешенных наносов через сечение потока.

Преобразуя уравнение (1.6), получим

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) B \frac{\partial H}{\partial t} + H \frac{\partial B}{\partial t} = 0.$$

Учитывая, что для естественных водотоков $B \gg H$, а $y_d = y_n - H$, получим

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) B \frac{\partial y_d}{\partial t} = 0 \quad (1.7)$$

Таким образом, для расчета деформаций на бесприточном участке ($q=0$) имеем следующую систему уравнений:

$$I = \frac{v^2}{C^2 h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_K v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha_B}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) B \frac{\partial y_g}{\partial t} = 0,$$

которая содержит шесть неизвестных функций продольной координаты и времени y_d , H , B , v , C и Q_s . Коэффициент пористости ε , входящий в уравнение деформации, предполагается постоянным (для песка $\varepsilon \approx 1/3$). В действительности для неоднородных грунтов значение ε не является постоянным. Однако учет вариации

величины ϵ , по-видимому, находится за пределами точности расчетов.

Для замыкания системы уравнений необходимы дополнительные связи, основанные на формулах для расчета: расходов наносов, морфологических характеристик русла, мгновенного профиля деформации и других.

На настоящей стадии развития методов расчета русловых деформаций приходится допускать, что берега не деформируются. Тогда функция $B(x, y_d)$ строится по данным русловой съемки.

Для решения системы уравнений задают начальные и граничные условия. Начальные условия состоят в задании продольных профилей дна и свободной поверхности $y_d = y_d(x, 0)$ и $y_n = y_n(x, 0)$ на начальный момент времени $t = 0$. Граничным условием на верхнем конце рассматриваемого участка обычно служит «выходной гидрограф» $Q = Q(0, t)$, а условия на нижнем конце определяются конкретными условиями задачи.

Так, А. Б. Векслер и В. М. Доненберг [8], основываясь на допущении о том, что поступление наносов в поток через его свободную поверхность отсутствует, а все изменения нанососодержания в потоке происходят лишь за счет размыва русла или отложения в нем наносов, предлагают дополнительное уравнение

$$m_s = \rho_{gp} \left. \frac{\partial F}{\partial t} \right|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0}, \quad (1.8)$$

где m_s — интенсивность перестроения русла на расчетном участке; ρ_{gp} — плотность грунта, слагающего русло.

После преобразований уравнение (1.8) принимает следующий вид:

$$q_s = \frac{\rho_{gp}}{\rho_1} \left. \frac{\partial F}{\partial t} \right|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0}. \quad (1.9)$$

Даже с учетом уравнения (1.9) система будет незамкнута и для ее решения необходимы дополнительные расчетные зависимости. Одной из них является уравнение для расчета расходов наносов.

При применении системы уравнений к расчету русловых деформаций, возникающих при возведении различных гидротехнических сооружений, принимаются допущения, анализ которых будет выполнен в следующей главе.

1.3. Поток — русло — бассейн — саморегулирующая система. Роль перекатов в регулировании стока наносов

Саморегулирующимися или спонтанными называются механические и природные системы, способные путем внутренней перестройки продолжать выполнение своих функций при ограниченных изменениях внешних условий, в которых они развиваются. Такую способность к саморегулированию можно отнести к системе поток — русло — бассейн реки и к ее составляющим: русловому процессу, сопротивлениям движению потоков и другим.

Данная система является исключительно сложной как по числу участвующих в ней факторов (жидкий и твердый сток, грунты, наносы и поступление их из бассейна в реки, сопротивление русел и пойм движению потоков в них, русловые деформации, приводящие к изменению формы сечения русел как по длине, так и по ширине потока, и другие), так и по характеру взаимодействия их между собой. Поэтому разработка математической модели такой системы, учитывающей все ее многочисленные и изменчивые факторы, в настоящее время не представляется возможным как из-за ее сложности, так и из-за ограниченности данных натуральных наблюдений. Поэтому рассмотрим лишь общие методологические аспекты этой проблемы. Как известно, наносы образуются из продуктов распада грунтов в бассейне реки, дискретно поступающих в ее русло в основном в периоды паводков и половодий. В русле реки эти частицы, в зависимости от их крупности и скорости потока, могут перемещаться в виде взвешенных и донных (влечение, сальтация или донные гряды) наносов. При этом саморегулирование, в частности, может достигаться изменением состава или крупности донных отложений, посредством большего или меньшего заполнения мелкими частицами пор основного скелета донных отложений.

Естественный поток обладает способностью в широких пределах изменять свою транспортирующую способность в зависимости от режима, количества и состава поступающих в него наносов путем самопроизвольных изменений морфологического строения русла и поймы, в том числе за счет формы поперечного сечения русла (его распластывания или сосредоточения, т. е. изменения соотношения ширины и глубины русла — величины B/H , т. е. типа руслового процесса).

Действительно, например, с возникновением и развитием извилистости русла уменьшается средний продольный уклон потока, изменяется строение перекатов, плесовых ложбин, меняется макроструктура скоростного поля потока, возрастает его неравномерность, т. е. появляются участки интенсивной его работы. Это неизбежно влияет на расход донных наносов не только в количественном выражении, но и в формах их переотложения, а следовательно, ведет к изменению морфологических образований в руслах и на поймах рек.

Русла естественных водотоков обычно представляют собой чередование плесов и перекатов, которые наблюдаются как на криволинейных, так и на прямолинейных участках. Такой характер русел, взаимодействующих с жидкими потоками, несущими наносы, более устойчив, чем призматических русел большой длины, что, в первую очередь, обусловлено неравномерностью и асинхронностью поступления жидкого стока и наносов в реки, приводящей к нарушению соответствия между содержанием наносов в потоке и его транспортирующей способностью — к перегрузке потока наносами в отдельные периоды. Наибольшее значение такой перегрузки наблюдается при подъемах уровней при пропуске паводков, когда река проносит и наибольший объем наносов. Именно это несоответствие и является основной причиной регулирующей роли перекатов, которые более подвижны, чем плесы. При перегрузке потока наносами они откладываются в основном на перекатах, что приводит к интенсивному росту их гребней, достигающих на больших реках нескольких метров за паводок. После прохождения пика паводка, когда в русла рек начинает поступать осветленная вода, т. е. транспортирующая способность потока больше поступления наносов в реки, наблюдается обратный процесс — размыв гребней перекатов. Этот процесс продолжается и в последующую летне-осеннюю межень.

В период кратковременных летне-осенних паводков, зачастую проходящих после засушливого лета, в реки может поступать исключительно большое количество наносов, реки не могут их транспортировать, т. е. наблюдается отсутствие баланса наносов, и которые также откладываются на перекатах, вызывая рост их гребней.

Значительную роль в нарушении баланса наносов играют притоки, уклоны водной поверхности которых, особенно в овражно-балочной сети, значительно больше, чем в реках, что приводит к выносу из них наносов большой крупности. Эти наносы откладываются, как правило, непосредственно у впадения притока и постепенно перерабатываются основным водотоком. В частности, наблюдались многочисленные случаи выноса потоками из оврагов такого большого количества наносов, которые из-за перегрузки реки не могли транспортировать, и наносы образовывали бары. Такие образования характерны для южных рек, протекающих в условиях засушливого климата. В частности, на р. Дон были зарегистрированы выносы и отложения наносов из овражно-балочной сети, которые река размывала в течение нескольких лет.

Такие местные нарушения руслового режима рек, значительно осложняя процесс, наблюдаются только при интенсивной эрозии почв и часто являются следствием неправильной эксплуатации сельскохозяйственных угодий. На северных же реках, когда отсутствуют эрозионные процессы, основная роль в регулировании стока наносов принадлежит перекатам.

Перекаты в реках приурочены к определенным местам русла и долины и сохраняются в этих местах длительное время. Располагаясь группами, они образуют так называемые перекатные участки. Для переформирования перекатов характерна ясно выраженная цикличность.

Каковы же условия, определяющие расположение перекатов в русле реки и их сохранение в течение больших отрезков времени? Какова природа переформирования перекатов? Рассмотрим эти два вопроса.

Как уже указывалось, главное условие, определяющее режим переката или перекатного участка, состоит в местном нарушении соответствия между поступлением наносов в потоки и транспортирующей способностью потоков. Другим основным условием являются особенности гидравлики потоков на расчетных участках. В частности, дополнительным условием существования перекатов служит отсутствие или слабость поперечных течений. Последние особенно интенсивны на изгибе русла. Они отклоняют наносы к одному из берегов. При их отсутствии наносы откладываются по всей ширине переката, формируя его.

Таким образом, формирование переката — результат сложного взаимодействия скоростного поля руслового потока и режима транспорта наносов, поступающих в поток с бассейна реки. Именно это является основной причиной отсутствия однозначной связи между уровнями и глубинами на перекатах.

Еще в конце прошлого века В. А. Макаров, изучавший режим перекатов, установил, что в зависимости от местных условий в паводочный период гребни перекатов могут расти, а могут и размываться. Перегрузка потока наносами обусловлена не только интенсивным поступлением их в русла рек, но и местным уменьшением скоростей.

Рассмотрим источники поступления в поток руслоформирующих фракций наносов. Основным источником наносов является вынос их с бассейна реки притоками, оврагами, за счет склонового стока и с помощью эолового фактора. Русловые фракции наносов лишь частично сразу же переносятся речными потоками, значительная их часть откладывается в русле и на пойме. Русло, непрерывно перемывая пойму, перемещается по ней. Как указывает Н. И. Маккавеев, объем наносов, попадающих в реки в результате размыва поймы, в несколько раз превосходит объем твердого стока рек. Так, на нижней Волге годовой объем размыва пойм в 1945—1947 гг. составлял примерно 36000 м³, а на нижней Миссисипи — 55000 м³ на 1 км длины [22].

На прямолинейных и слабоизогнутых участках русел перекаты вместе с входящими в их состав побочными медленно сползают вниз по течению. В излучинах положение перекатов по отношению к берегам более стабильно, чем на прямолинейных участках русла.

Таким образом, основными факторами, способствующими образованию и сохранению перекатов, являются: поступление в по-

ток большого количества наносов, превышающего транспортирующую способность потока, отсутствие или слабость поперечных течений. Помимо этих основных, имеется ряд дополнительных факторов, влияние которых особенно четко прослеживается при анализе информации о глубинах на перекатах, находящейся в Бассейновых управлениях пути. Хотя наблюдения за глубинами и не являются круглогодичными и, к сожалению, не производятся, в самый важный для гидрологов паводочный период, и к тому же промеры ведутся только в пределах судового хода, положение которого может изменяться, эти данные позволили К. В. Гришанину сделать ряд интересных выводов [11].

1. Колебания дна перекатов в основном обусловлены колебаниями речного стока и вместе с ним имеют внутригодовую цикличность.

2. Для большей части перекатов характерно отложение наносов в период подъема уровней с переходом к размыву отложившихся наносов с середины или конца спада паводка. Однако имеется группа перекатов, у которой намыв происходит во второй половине спада паводка.

3. Колебания отметок дна перекатов сопровождаются обратными по знаку и меньшими по диапазону высот колебаниями дна плесовых лощин — во время намыва перекатов плесовые лощины размываются; во время размыва перекатов в плесовых лощинах откладываются наносы. Циклические колебания высоты дна, обратные по знаку колебаниям высоты дна перекатов, у достаточно длинных плесовых лощин охватывают только верхние части последних. В средних частях с неизменяющимися по длине русла размерами живых сечений годовой циклическости нет. Нижние части плесовых лощин, переходящие в напорные скаты перекатов, испытывают слабые колебания высоты дна того же знака, что и перекаты.

4. Толщина слоя весеннего намыва перекатов тем больше, чем больше подвижность донных отложений. На такой реке, как Кама, с ее крупнозернистыми песчано-гравелистыми донными отложениями, толщина слоя намыва не выходит за пределы 0,1—0,3 м; в нижнем течении р. Урала, где подвижность донных отложений очень велика, за паводок на перекатах может быть намыв слой в 1,0—1,5 м, а иногда и больше. На р. Амударье амплитуда колебания высот дна может быть равна амплитуде колебания уровней.

5. Толщина слоя намыва возрастает с высотой весеннего паводка.

6. На большинстве рек наносы, отложенные весенним паводком, бывают полностью смыты за время спада и летней межени, так что к концу периода, свободного ото льда, гребни перекатов имеют примерно те же отметки, что перед началом паводка.

Однако на реках с большой подвижностью донных отложений слой наносов, образующихся на перекатах особо высоким паводком, может частично сохраниться до конца навигации и перейти на следующий год.

Размыв преобладающей части перекатов в межень и намыв в это время плесовых лощин легко находят свое объяснение в том, что при низких уровнях перекаты подпирают вышележащие плесы, а на самих перекатах создаются крутые уклоны свободной поверхности и быстрое течение.

Более сложным является трактовка причин противоположного хода деформаций в плесовых лощинах и на перекатах. Основной причиной этого считают различные формы живых сечений — узких и глубоких у плесов, широких и мелких у перекатов. Дополнительным фактором является характер изменения скоростей течения на этих участках, зависящий от уклонов свободной поверхности, шероховатости дна, формы сечения и других факторов.

В последние годы разрабатывается концепция, основанная на том, что перекаты являются гребнями ленточных гряд, смещающимися вниз по течению при прохождении высоких паводков. По-видимому, такой подход вполне применим при оценке изменений отметок дна определенных групп перекатов.

Другим фактором саморегулирования системы поток — русло является ее способность изменять сопротивления движению потоков в них, а следовательно, — скорости потока и его транспортирующую способность. Действительно, при изменении режима перемещения наносов от их влечения или сальтации к донногрядовому режиму в 2—7 раз может измениться сопротивление русел движению потоков в них, а следовательно, и скорости и транспортирующая способность потоков.

К. В. Гришанин, выполняя анализ поведения системы поток — русло, отмечает: «...особенности речных потоков свидетельствуют об их высокой приспособленности к решению задач, поставленных перед ними природой: к транспорту воды и наносов, поддержанию равновесия между силами тяжести и силами трения. Наряду с этим, будучи подвержены влиянию множества второстепенных местных факторов, речные потоки не представляют собой упорядоченных систем... Поэтому действующие в реках связи гидравлического или морфометрического характера всегда отличаются большой дисперсией».

Таким образом, саморегулирование системы поток — русло, учитывающей очень большое количество как главных, так и второстепенных факторов, осуществляется по сложным, пока еще не изученным законам, вскрытие которых позволит разработать математическую модель такой системы, крайне необходимой для решения практических задач, связанных с гидрологическим обеспечением гидротехнического строительства.

2. ОСНОВЫ ГИДРОМОРФОЛОГИЧЕСКОЙ «ТЕОРИИ» РУСЛОВЫХ ПРОЦЕССОВ

В настоящее время имеется несколько подходов к разработке гидроморфологической «теории» русловых процессов, осуществляемых как в Советском Союзе, так и за рубежом (США). В Советском Союзе работы в этом направлении проводились и проводятся в ГГИ под руководством И. В. Попова [25], в МГУ под руководством Н. И. Маккавеева [22] и Р. С. Чалова [31], в Университете Дружбы народов имени П. Лумумбы под руководством Н. А. Ржаницына [27]. Не имея возможности в кратком учебном пособии излагать содержание всех концепций, приведем лишь гидроморфологическую «теорию», разработанную в ГГИ. Интересующие особенностями других концепций могут ознакомиться с ними в специальной литературе [27, 31 и др.].

Следует отметить, что гидроморфологическая «теория» ГГИ является наиболее эффективной и рекомендуется для расчетов различными ведомственными инструкциями. В ее основу положены три независимых фактора: жидкий сток, твердый сток и ограничивающие факторы, под которыми понимаются геологические условия, вечная мерзлота и др. Основным из них, к тому же независимым фактором, является жидкий сток со всеми его внутрigoдовыми и многолетними флуктуациями.

Рассмотрим более детально эту «теорию». Все русловые деформации в соответствии с ней подразделяются на обратимые и необратимые. Под последними понимаются однонаправленные деформации, т. е. деформации либо намыва, которые обычно наблюдаются при формировании дельт, занесении и заилении водохранилищ и в ряде других случаев, либо размыва, наиболее часто они встречаются в нижних бьефах ГЭС. Обратимые или периодические деформации характеризуются периодическими намывами, сменяемыми размывами или, наоборот, размывами, сменяемыми намывами. Наиболее типичные периодические деформации — деформации перекатов на равнинных реках. Можно привести и другие многочисленные примеры.

Н. Е. Кондратьев [19], применив принцип дискретности к русловым процессам, выделил четыре структурных уровня, которым соответствуют четыре вида перемещения наносов: перемещение отдельной частицы методом влечения или сальтации; грядовое движение наносов (рифеля, дюны, гряды, бары и пр.); мезоформы (ленточные гряды, побочки, осередки, острова и др.); макроформы (пойменные массивы, серии излучин, отдельные крупномасштабные участки пойм).

Гидроморфологическая теория русловых процессов, охватывая два последних структурных уровня (мезо- и макроформ), выделяет семь типов русловых образований, пять из которых являются основными, а два производными (рис. 2.1). Перечислим эти типы процессов и рассмотрим их основные признаки: ленточногрядовый;

побочный; русловая многорукавность; ограниченное меандрирование; свободное меандрирование; пойменная многорукавность.

Первые два типа характеризуются глубинными деформациями. Третий — является производным от первых двух и подразделяется на три подтипа: островной, осередковый и блуждающие русла. Этот тип руслового процесса является переходным от глубинных деформаций к плановым. Четвертый тип, так же как и третий, является переходным от высотных к плановым деформациям, но уже с преимуществом плановых деформаций. Последние три типа характеризуются плановыми деформациями.

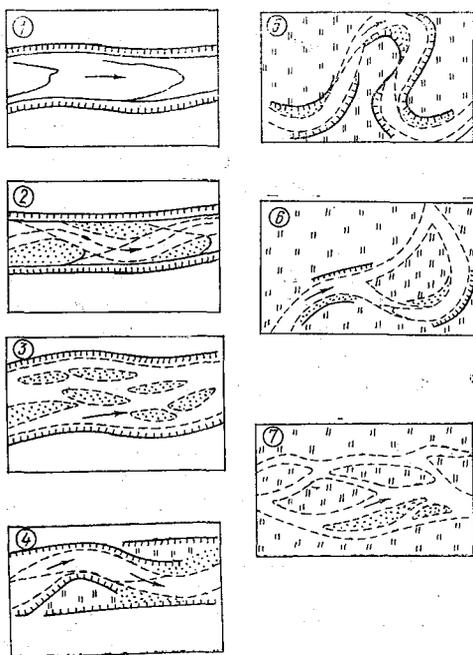


Рис. 2.1. Типы руслового процесса:

- 1 — ленточногрядовый; 2 — побочный;
 3 — русловая многорукавность; 4 — ограниченное меандрирование; 5 — свободное меандрирование; 6 — незавершенное меандрирование; 7 — пойменная многорукавность

При такой последовательности рассмотрения типов русловых процессов прослеживается еще одна закономерность при последовательном переходе от первого, ленточногрядового типа к последующим, заключающаяся в уменьшении уклонов водной поверхности потоков, а следовательно, и их транспортирующей способности.

Перейдем к более детальному рассмотрению каждого из этих типов русловых процессов.

Ленточногрядовый тип. Наибольшая простота морфологического строения реки и организации транспорта наносов присуща рекам ленточногрядового типа. Русла этих рек в плане прямолинейны и не выражают явных признаков распластывания в ширину. Это свидетельствует о соответствии заданного реке расхода донных наносов ее предельному уклону. Движение донных наносов осуществляется через перемещение цепи ленточных гряд (мезоформ), заполняющей все русло. Гребни гряд пересекают все русло и имеют в плане случайное очертание, обычно с выступающей вперед средней частью. Шаг этих гряд, т. е. расстояние между гребнями смежных в цепи гряд, обычно колеблется в пределах 5—8 ширин русла. Пойма отсутствует.

В природе ленточногрядовый тип руслового процесса не имеет большого распространения. Чаще он обнаруживается на отдельных, относительно коротких участках рек иного типа. Ленточногрядовые реки находятся на границе между меандрирующими реками, не использующими полностью своего предельного уклона, и реками, для которых имеющийся у них продольный уклон сам по себе оказывается недостаточным для перемещения наносов в заданном объеме, а транспортирующая способность потока увеличивается за счет разработки чрезмерно распластанного широкого русла. В этом граничном положении и заключается теоретический интерес к рекам ленточногрядового типа.

Побочневый тип. Значительно большее распространение в речной сети имеет побочневый тип руслового процесса. В этом типе пойма также отсутствует и русло не имеет закономерной извилистости. При побочных гребни гряд, пересекая все русло, образуют с его продольной осью углы, знак которых закономерно чередуется от гряды к гряде. Вся система гряд сползает вниз по течению. Это происходит и при ленточногрядовом движении.

Выступающие вперед повышенные части гряд располагаются у правого и левого берегов, закономерно чередуясь. В межень эти повышенные части обсыхают и образуют расположенные в шахматном порядке песчаные пляжи, которые обычно и называют побочнями. Эти пляжи ограничивают межненное меандрирующее русло. Извилистость русла определяется шагом излучины и углом их разворота. Под шагом в этом случае понимается расстояние по прямой между смежными точками перегиба извилистой оси потока под углом разворота — углом, образованный касательными к оси потока, проведенными через смежные точки перегиба. Шаг побочней при чисто побочневом режиме обычно не превосходит четырех—шести ширин межненного русла, а угол разворота лежит в пределах 30—50°.

Побочневый режим часто возникает и при ограничении планового развития русла природными или искусственными препятствиями.

Русловая многорукавность. Выше были рассмотрены реки, не использующие для транспорта заданных им наносов всего их пре-

дельного уклона, кроме ленточногрядового типа. Они располагаются на границе, за которой следуют реки, столь перегруженные наносами, что предельный уклон для них оказывается уже недостаточным. Русла таких рек чрезмерно развиваются в ширину при соответствующем уменьшении глубины потока. Транспортирующая способность реки при этом дополнительно возрастает. Предельный уклон по самому его определению исключает закономерную искривленность или значительную извилистость русла. Этим исключается и регулярное плановое перемещение русла. Распластанность поперечного сечения потока снижает размах колебаний уровня воды. Оба эти обстоятельства не способствуют образованию поймы.

В широком русле наносы перемещаются в виде беспорядочно расположенных скоплений. В межень вершины этих гряд обнажаются и выступают осередками, разграниченными короткими протоками.

Реки этого типа, который часто называют осередковым, своеобразны и по морфологическому строению русла, и по гидравлике потока, но при современной их изученности нет основания для их детальной типизации и приходится ограничиваться лишь установлением некоторых общих особенностей.

Главная характерная черта этих рек заключается в крайней неустойчивости их внутрируслового морфологического строения. Осередки и протоки могут видоизменяться, исчезать и появляться вновь после каждого паводка. Поток свойственны повышенные по сравнению с другими типами русел скорости течения.

Как упоминалось, закономерные плановые перемещения русла для таких рек не характерны. Это не исключает местных разрушений береговых откосов, носящих эпизодический случайный характер, но иногда принимающих катастрофические размеры. Обычно такие размывы берегов возникают на спаде паводков, когда начинают появляться новые осередки, и обтекающие их потоки оказываются направленными круто к берегу. На реках Средней Азии такой вид размыва носит название «дейгиш».

В классификации, разработанной И. В. Поповым [19], выделяется три разновидности русловой многоруканности.

1. *Типа блуждающего русла.* Из-за большой подвижности скопления донных наносов в русле реки и неблагоприятных условий отложения взвешенных их фракций ленточногрядовая форма транспорта донных наносов приобретает беспорядочный характер. Русловые образования формируются и разрушаются настолько быстро, что динамическая ось потока меняет свое положение во все сезоны года, а иногда и в течение суток. Русло реки оказывается сильно распластанным. Отдельные протоки при этом могут смещаться в плане на сотни метров за половодье или дождевой паводок.

2. *Русловая многоруканность осередкового типа.* Она характеризуется образованием подвижных обнажающихся в низкую

воду осередков со слабо закрепленной поверхностью. Такой тип руслового процесса чаще всего встречается на участках выхода реки из гор. Осередки при этом обычно сложены крупным русловым аллювием.

3. *Русловая многорукавность островного типа.* Она характерна образованием групп островов, возникающих в результате зарастания осередков. Острова обычно овальных очертаний. В зависимости от особенностей строения речной долины форма островов в плане может изменяться. Так, в широких долинах с распластным руслом, как правило, образуются острова округлых очертаний. В узких же долинах острова часто оказываются сильно вытянутыми вдоль русла. Они не образуют групп, а встречаются в одиночку. При больших амплитудах колебания уровня воды и больших объемах взвешенных наносов острова могут достигать высоты десятков метров благодаря отложению наилка.

Таким образом, термин «русловая многорукавность» показывает, что острова, а следовательно, и разделяющие их протоки образованы из русловых скоплений наносов и что поток переносит большое количество донных наносов. В протоках между островами и осередками могут развиваться процессы различных типов, в том числе ленточногрядовый, побочневый и меандрирование.

Ограниченное меандрирование. Избыток предельного уклона приводит к явно выраженному, хотя и ограниченному по размерам, меандрированию. В этом типе наглядно проявляется извилистость паводочного потока. Это выражается в чередующихся по длине потока отрывах его от берегов, в образовании в местах отрыва областей слабого течения или застойных водоворотных зон, где оседают взвешенные наносы. Так образуются отдельные, небольшие по размерам пойменные массивы, привязанные каждый к своей излучине. Русловые деформации сводятся к сползанию излучины с ее пойменным массивом вниз по течению, без закономерных изменений ее очертаний. Коэффициент извилистости при естественном процессе равняется приблизительно 1,2, а угол разворота излучин не превышает 90° .

С появлением пойменного массива появляется и новая форма перемещения взвешенных наносов. Часть их оседает в паводок в застойных зонах на пойменных массивах и возвращается обратно в русловой поток при подмыве верховой бровки массива.

Ограниченное меандрирование может возникать и в результате ограничения свободного развития излучин узкой стесняющей долиной (ограничивающий фактор), когда по избытку предельного уклона требовалась бы большая извилистость русла. Этот тип реки впервые был описан Фаргом в его законах и долго фигурировал в научной литературе как основное выражение руслового процесса.

Свободное меандрирование. При еще большем избытке предельного уклона и при отсутствии иных ограничивающих усло-

вий извилистость русла продолжает увеличиваться и меандрирование достигает предельного выражения. Возникшая излучина проходит при этом закономерный цикл развития. В начале его, при малых углах разворота, она, подобно излучине ограниченного меандрирования, сползает вниз по течению. Но в этом случае сползание сопровождается увеличением угла разворота. С некоторого момента при угле разворота, близком к 75° , сползание вниз по течению замедляется, а затем при углах $120-150^\circ$ полностью прекращается. В дальнейшем угол разворота продолжает увеличиваться и может достигать $240-270^\circ$. При этом происходит сближение центральных участков выше и ниже расположенных излучин, которое завершается образованием узкого перешейка между сближившимися участками реки и прорывом этого перешейка. Образовавшаяся короткая спрямляющая протока с большим продольным уклоном быстро разрабатывается и обращается в основное русло, куда переходит весь расход реки. Отпавшая излучина обращается в старорежье. Оно вскоре отчленяется от вновь сформировавшегося русла, превращается в серпообразное пойменное озеро и постепенно заливается взвешенными наносами.

Таков общий закон развития излучины и такова последовательность плановой ее перестройки. Однако эта последовательность может существенно нарушаться, когда смежные излучины находятся на разных стадиях развития и их деформации оказываются взаимно связанными. Наиболее ярко это выражается тогда, когда выше излучины, находящейся в поздней стадии развития и уже закрепившейся на месте, находится более молодая излучина, еще сползающая вниз по течению. При этом молодая излучина как бы сминает нижележащую, придавая ей не свойственную общему закону поперечную вытянутость. Не менее существенные отклонения от закона происходят в русле в зоне спрямившейся излучины. Такое спрямление нарушает естественный ход руслового процесса на значительном участке реки. Возможные отклонения не снижают, однако, ведущего значения основного закона.

Для беспрепятственного свободного меандрирования необходима широкая пойма. В этой пойме каждой излучине соответствует свой частный пойменный массив. Ломаная линия шагов ряда последовательных излучин может образовывать свои изгибы и выделять пойменные массивы более высокого порядка. В строении этих массивов обнаруживается общность, которая позволяет рассматривать их как целостный морфологический элемент высшего порядка со свойственной ему гидравлической спецификой.

Незавершенное меандрирование. Количественное соотношение донных и взвешенных наносов оказывает существенное влияние на русловый процесс. При больших колебаниях уровня воды и относительно малом расходе взвешенных наносов в пойме образуется слабый наилок, поверхность поймы нарастает медленно и сильно

затапливается высокими водами. В затопленной пойме возникают значительные местные скорости течения и образуются спрямляющие протоки. Вначале эти протоки работают только в паводок, но постепенно, разрабатываясь, они начинают захватывать и часть меженных расходов. Вновь сформировавшийся проток развивается медленно, но, обладая большим уклоном, непрерывно. Со временем он перехватывает большую часть стока реки, и прежнее русло постепенно отмирает. Став главным, новое русло начинает меандрировать, возникают новые пойменные массивы, новые пойменные протоки и весь процесс повторяется.

Такой русловой процесс получил название незавершенного меандрирования. Для него характерно постоянное существование двух конкурирующих рукавов, из которых молодой рукав развивается, старый — отмирает. Извилистость таких рек больше, чем при ограниченном меандрировании, и меньше, чем при свободном. Полная смена русел обычно продолжается в течение нескольких десятков лет.

Пойменная многорукавность. Незавершенное меандрирование может принимать более сложную форму, если вновь образованный поток успевает развиться и выделить свой спрямляющий поток раньше, чем первоначальное основное русло прекратит свое существование. Так образуется широкая многорукавная пойма, рассеченная многими протоками, из которых не всегда удается выделить основное русло. Многорукавные поймы чаще всего встречаются в низовьях больших рек. Тогда каждый проток приобретает облик самостоятельной, более или менее устойчивой реки, в которой в зависимости от местных ограничивающих условий могут появляться ленточные гряды, побочни, меандры.

Изложенная выше типизация не может претендовать ни на всеобщую исчерпываемость, ни на непогрешимость. При ее разработке использовались в основном материалы равнинных рек СССР. В других природных условиях могут обнаруживаться явления, далеко выходящие за рамки рассмотренного. В. М. Лохтин в свое время высказывал сомнение в возможности создания не местной, а всеобъемлющей теории руслового процесса. Существуют особенности горных стремнин, переходящих в сели; известны реки, столь перегруженные мелкими взвешенными наносами, что в них изменяются основные свойства двухфазной среды; иногда в качестве решающего фактора руслообразования может выступать растительность или иной биогенный фактор и т. д. Действительность остается и более сложной, и более разнообразной, чем любая схематизация. В природе существует множество переходных форм и сочетаний, иногда на первый взгляд несовместимых, таких, например, как сочетание русловой и пойменной многорукавности. И вместе с тем типизация, охватывающая в единой системе хотя и ограниченный, но значительный по объему комплекс сложных природных явлений, и разлагающая его на небольшое число

основных элементов или типичных сочетаний этих элементов, остается обязательным этапом на пути создания обобщающей теории.

3. АНТРОПОГЕННЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

(влияние регулирующих водохранилищ)

3.1. Принципы прогнозирования русловых деформаций при антропогенном воздействии на русловые процессы

При обеспечении проектирования, строительства и эксплуатации сооружений на реках могут возникать многочисленные и разнообразные задачи, зависящие от местных природных условий; от особенностей конструкций и видов сооружений. Может быть и так, что сооружение приходится проектировать в вынужденных местах и в условиях явно неблагоприятных. Это может быть вызвано экономическими соображениями и необходимостью согласования. Однако всегда возникают четыре главнейших вопроса, на которые обязательно нужно ответить. Это выбор оптимальных мест размещения сооружения, основных требований к его конструкции, меры защиты и экологическая безопасность.

Эти четыре вопроса и должны в первую очередь составлять содержание прогноза руслового процесса. Предвидеть ход деформаций необходимо на срок, определяемый нормативной долговременностью проектируемого сооружения. Для таких видов сооружений, как переходы: ЛЭП, трубопроводов разного назначения, кабельных линий связи; водозаборы и выпуски сточных вод эти сроки обычно составляют от 30 до 50 лет. Это так называемые пассивные сооружения, т. е. такие, которые подвержены воздействию руслового процесса, но сами не влияют на его развитие и способны привести только к местным деформациям, часто даже не охватывающим всю ширину русла.

Для сооружений активных, т. е. наличие которых способно внести существенные изменения в ход деформаций речных русел и пойм (плотины, мостовые переходы, дамбы обвалования), срок долговременности их работы может исчисляться столетиями. К активным относятся сооружения, находящиеся не только в русле, но и на водосборе. В этом случае они влияют на русловые процессы рек косвенно посредством воздействия на факторы руслообразования. К активным сооружениям также можно отнести противоэрозионные мероприятия (влияют на сток воды и наносов), агролесомелиоративные и т. п. Таким образом, активные сооружения не обязательно являются крупными, но могут быть представлены и системами малых сооружений.

Для активных сооружений обычно требуется оценить тенденции деформаций речных русел и пойм не только для участков рек большого протяжения, на которых они размещаются, но и для

сети притоков, попадающих в сферу влияния этих сооружений. В этом случае прогноз основывается на оценке изменений факторов руслообразования и уже на этой основе судят о том, как изменившиеся факторы руслообразования повлияют на русловой процесс и его изменения. Прогноз на десятки и сотни лет вперед, естественно, носит вероятностный характер.

Для пассивных сооружений оценку руслового процесса требуется выполнять для участков 2—3-х смежных макроформ русла, здесь особое внимание надо уделять взаимовлиянию смежных макроформ (излучин русла, парных побочней и т. п.). В основе прогнозов руслового процесса для пассивных сооружений, помимо гидроморфологического анализа, часто используют гидравлические методы расчета. Однако и в таких случаях они должны выполняться применительно к мезо- и макроформам речного русла.

Прогнозы руслового процесса для участков большого протяжения и тем более для целой гидрографической сети называют фоновыми прогнозами, т. е. характеризующими общие тенденции развития руслового процесса на большие сроки вперед. В отличие от этого прогнозы деформаций для коротких участков называются локальными. Главная их задача оценка деформаций и мезо- и макроформ в руслах рек и на их поймах. Однако делается эта оценка с учетом фонового прогноза. Таким образом, фоновые прогнозы оказываются необходимыми и для активных, и для пассивных сооружений.

В последние годы, на основе деления гидротехнических сооружений, расположенных в руслах и на поймах рек, а также различных хозяйственных мероприятий в бассейнах рек (агромелиоративные и другие), на активные и пассивные и степени их воздействия на русловые процессы как в Советском Союзе, так и за рубежом, были предприняты попытки создания их классификаций. Однако эти классификации являются несовершенными. В качестве примера можно привести классификацию Б. Ф. Снищенко, который, в частности, выделив агротехнические мероприятия в отдельную группу, не раскрыл их влияния на русловые процессы. Да и отнесение сооружений к активной группе по степени их влияния на русловые процессы так же не является совершенным. Например, к первой категории отнесены: плотины, мостовые переходы, перекрывающие поймы, отъем стока из рек и обводнение рек при переброске стока, а ко второй — дамбы обвалования и другие сооружения. Хотя совершенно ясно, что дамбы обвалования протяженностью в сотни километров, к тому же полностью отделяющие русло от поймы (например на Великих китайских реках), коренным образом изменяют русловые процессы этих участков рек. В то же время мостовые переходы, даже перекрывающие поймы, изменяют русловые процессы на участках рек небольшой протяженности.

Следует также подчеркнуть, что русловые процессы наиболее быстро и остро реагируют на антропогенное воздействие и сте-

пень этого воздействия в настоящее время может быть так велика, что коренным образом изменяет русловой процесс не только на самом водотоке, но и в водоприемнике.

К сожалению, методы расчетов и прогнозов русловых процессов разработаны еще недостаточно. Поэтому в этой главе помещены только наиболее совершенные из них.

3.2. Развитие руслового процесса в условиях зарегулированного водного режима

Как известно, основной формой регулирования стока является создание на реках регулирующих водохранилищ. В зависимости от соотношения их объема с объемом жидкого стока рек принято подразделять их на водохранилища суточного, месячного, сезонного, годового и многолетнего регулирования. Размеры водохранилищ в значительной мере определяют объемы отложений наносов в них и объемы наносов, сбрасываемых в нижние бьефы, а также и период полного заполнения водохранилищ наносами.

Не останавливаясь на детальном анализе этой проблемы, отметим лишь, что на горных реках процесс заполнения водохранилищ наносами происходит значительно быстрее, чем на равнинных реках. Это обусловлено большими уклонами горных рек и, как следствие, более высокими расходами наносов при тех же, что и на равнинных реках, расходах воды и, как правило, меньшими объемами водохранилищ. Из практики известны случаи, когда из-за недостаточного учета стока наносов водохранилища полностью заполнялись ими еще в период строительства.

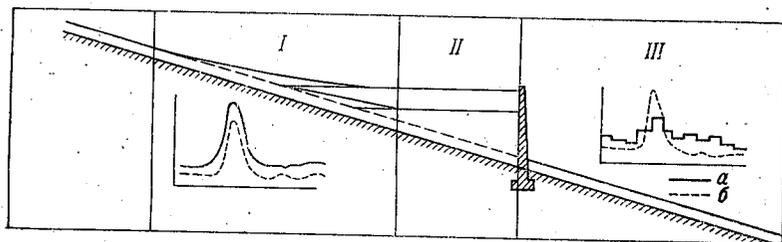


Рис. 3.1. Основные зоны водохранилища при зарегулированном (а) и естественном (б) режимах

I — зона выклинивания подпора; II — зона, непосредственно занятая водохранилищем; III — гидрограф стока

При создании водохранилищ на реках в них можно выделить три основные зоны, характерные различными изменениями условий руслоформирования: зона выклинивания подпора, зона собственно водохранилища и зона нижнего бьефа (рис. 3.1).

В зоне выклинивания подпора, которая, как правило, бывает и зоной переменного подпора, гидрологическая обстановка характеризуется тем, что расходы воды по величине остаются такими же, как в естественных условиях, но проходят при повышенных уровнях. Верхняя граница зоны может перемещаться вверх и вниз по течению в зависимости от величины подпора. Сток наносов также поступает в прежних размерах. Однако условия его транспорта изменяются. Вследствие подпора и уменьшения скоростей течения создаются благоприятные условия для аккумуляции наносов. Большую роль в том, какой новый облик примет русло реки, играет тип руслового процесса, существовавший в естественных условиях, т. е. до создания подпора. Если русло было однорукавным, возможно появление в нем мезоформ, в результате чего оно приобретает характер русловой много рукавности. При небольшой глубине затопления поймы, если на ней имелись протоки, возможно их полное занесение, так же, как и усиление отложений наилка на поверхности поймы. При больших глубинах затопления возможно образование новых проток на пойме и большее, чем раньше, расчленение пойменных массивов. Также возможно увеличение отложений наносов в русле в результате их выноса с поймы. В случае резких переломов продольного профиля реки и устойчивых берегов поток вынужден переуглублять русло. При этих условиях могут образовываться переуглубленные участки русла, подобные тем, которые встречаются на устьевых участках рек. Таким образом, в зоне выклинивания подпора могут создаваться разные тенденции в развитии речного русла и вместо явлений аккумуляции могут возникать явления размыва.

В зоне непосредственно занятой водохранилищем, возникают процессы, резко отличные от наблюдавшихся в естественных условиях. В образованной плотиной чаще водохранилища происходят процессы заиления (осаждения взвешенных наносов) и занесения (отложения донных наносов). Заиление происходит по всей площади водохранилища, занесение же начинается в верхней его части и постепенно распространяется к плотине. В водохранилище вследствие возникновения вдольбереговых течений наблюдается перемещение наносов также и вдоль берегов. Крупные переформирования берегов водохранилищ являются результатом ветро-волновых воздействий. Это дает дополнительное количество наносов, усиливающее процессы заиления и занесения водохранилищ. Считается, что обрушение берегов ветровой волной прекратится с созданием устойчивой отмели, углы наклона которой определяются составом отложений, слагающих отмель. В этом случае волна будет разрушаться, не достигая берега. Из-за резких изменений депрессионной кривой подземных вод в связи с новыми условиями их выклинивания в водохранилище возникают обвалы и оползни, также поставляющие наносы, способствующие его заилению.

Наконец, третий характерный участок — зона нижнего бьефа, начинаясь у самой плотины, заканчивается створом, в котором восстанавливаются сток наносов и водный режим. Иногда зона нижнего бьефа заканчивается впадением реки в водохранилище (озеро, море). В зоне нижнего бьефа изменения в гидрологической обстановке проявляются в наибольшей мере. Главная особенность их заключается в выравнивании стока: срезается половодье, задерживаемое в водохранилище, сбросы из него приводят к увеличению меженных расходов воды, резко уменьшается сток донных наносов. Благодаря этому в нижний бьеф поступает меньшее количество наносов, происходящие здесь размывы оказываются некомпенсированными намывами и процесс принимает однопобочный характер, т. е. начинают преобладать размывы. Характер деформаций в нижнем бьефе в значительной мере зависит от того, какой тип руслового процесса существовал до начала регулирования стока воды. Из-за срезки расходов и уровней воды водохранилищем затопляемость пойм значительно уменьшается. Если на пойме были протоки, возможно их отмирание и переход русла от многорукавного к однорукавному. При этом в новом однорукавном русле начинают образовываться многочисленные скопления наносов, если их количество, поступающее в реку увеличивается. Особенно благоприятные условия создаются в устьях притоков и в аккумулятивной сползающей зоне, о которой говорилось выше.

Следует отметить и наблюдающиеся в условиях нижнего бьефа суточные попуски. Нередко в течение суток они вызывают неоднократные и резкие подъемы воды. Отметки уровня воды при попуске могут превышать соответствующие отметки в половодье, но кратковременность попуска (несколько часов) иногда оказывается недостаточной для существенных переформирований макроформ русла.

Что касается деформаций отдельных мезоформ, то вследствие того, что при попусках расходы воды могут проходить при уровнях выше, чем в естественных условиях, скорости течения оказываются пониженными. Это должно ослабить размыв перекатов и усилить их намыв, особенно в зоне временной аккумуляции. При попусках сформировавшиеся скопления наносов в виде побочной и пляжей могут оказаться отторженными.

Таким образом, в зависимости от сочетания всех перечисленных факторов, влияющих на режим русловых деформаций, морфологический эффект их воздействия может быть различным. Между тем достаточно надежных методов расчета и прогноза еще не разработано. Количественные методы расчета разработаны для оценки заиления чаши водохранилища, для оценки переформирования берегов ветровой волной (без учета вдольберегового переноса наносов, а также для расчетов приплотинной зоны размыва).

3.3. Русловые деформации в верхних бьефах регулирующих гидроузлов. Заиление водохранилищ взвешенными и занесение донными наносами

3.3.1. Процесс заиления и занесения водохранилищ

Главной задачей расчета заиления и занесения водохранилищ является выявление изменения емкости их чаши во времени. На равнинных реках основное значение имеет заполнение водохранилищ взвешенными наносами, а на горных реках существенное влияние, наряду со взвешенными, оказывают и донные наносы. Как правило, водохранилища на равнинных реках имеют большую протяженность, чем на горных. Однако все расчетные методы заиления и занесения основаны на определении соотношения между длиной водохранилища L_b и длиной пути частицы взвешенных наносов расчетной крупности в водохранилище l_c . Как правило, $l_c \ll L_b$, что значительно упрощает методику расчетов, так как в этом случае практически все взвешенные, а тем более донные наносы, во всяком случае в первые годы, откладываются в водохранилище, а их вынос в нижний бьеф происходит в последующий период. На горных же реках период занесения и заиления водохранилищ, как правило, значительно меньше, чем на равнинных реках и измеряется несколькими десятками, а иногда и сотнями лет.

Прежде чем перейти к изложению и анализу конкретных методов, рассмотрим, как происходит процесс заиления и занесения водохранилищ. Наиболее нагляден этот процесс в лабораторных условиях, где обычно рассматривается плоская задача.

Процесс занесения начинается с интенсивного отложения донных наносов в зоне начального выклинивания подпора, где формируется призма занесения (рис. 3.2, схемы 1 и 2). Ее головная часть по мере поступления наносов перемещается в низ по течению по направлению к плотине водохранилища, а хвостовая часть перемещается вверх по течению за счет распространения в том же направлении подпора. Взвешенные же наносы проходят транзитом над призмой занесения и оседают в чаше водохранилища. При этом наблюдается как бы сортировка отложенных взвешенных наносов в зависимости от их крупности. По мере накопления отложений при небольших глубинах и больших значениях уклонов дна водохранилища взвешенные наносы могут образовывать донные гряды и перемещаться в направлении плотины. Средние скорости перемещения призмы занесения значительно больше, чем донных гряд. Настигая эти гряды, призма занесения поглощает их, тем самым увеличивая свой объем, а следовательно, и скорость перемещения. Последняя зависит как от объема стока наносов, поступающих в водохранилище, так и от глубин в нем.

Более сложен процесс занесения и заиления водохранилищ в природных условиях. В значительной степени этот процесс за-

висит от их формы, размеров и других морфометрических характеристик.

Натурные верхние бьефы принято подразделять на подпорные бьефы и водохранилища. Подпорные бьефы, как правило, представляют собой относительно небольшие по объему водоемы с малоизменяющейся отметкой подпора. В них возможно лишь суточное регулирование расходов воды. В водохранилищах регулирующая емкость позволяет производить сезонное и многолетнее регулирование речного стока, в связи с чем отметки уровня воды в них меняются значительно.

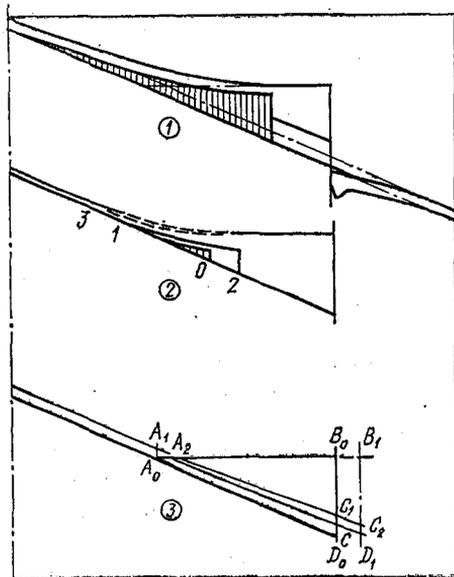


Рис. 3.2. Продольный профиль водохранилища: 1 и 2 — схемы процесса занесения и заиления; 3 — схема к выводу уравнения (3.8)

В подпорных бьефах обычно часть наносов в первый же год эксплуатации доносится потоком до гидроузла и сбрасывается в нижний бьеф. Отложения наносов в водохранилище значительно уменьшают площади его живых сечений, что вызывает увеличение скоростей потока, а следовательно, и уменьшает количество наносов, оседающих в его чаше.

Количество наносов, отлагающихся в водохранилищах, находится в тесной зависимости от величины подпора. При малых его значениях взвешенные наносы перед гидроузлом почти не отлагаются, а происходит только занесение подпорного бьефа.

Например, такой процесс наблюдался на Алханчуртском гидроузле на р. Терек, Первомайском на р. Зеравшан и других.

При увеличении подпора на гидроузлах возрастает объем и уменьшается проточность водохранилищ и скорости течения в них, что приводит к увеличению объемов аккумуляции наносов, достигающих величины годового стока.

Большое значение для процессов осаждения наносов в водохранилищах имеет уровень режим. При небольшой амплитуде колебания уровня допуская, что он постоянный можно выполнять расчеты. При большой амплитуде уровней, которая обычно наблюдается на регулирующих водохранилищах и объясняется необходимостью их наполнения в паводочный период и последующей сработки в меженный, наблюдается неустановившийся характер движения воды, который вносит значительные осложнения в расчетные схемы.

Осаждение наносов по длине водохранилища происходит различно. Приведем его описание по В. С. Лапшенкову [21]. В верхней части водохранилище проточно, но транспортирующая способность потока резко изменяется по ширине. Она наибольшая в стержневой зоне и наименьшая в прибрежных частях водохранилища. Это приводит к тому, что в верхней части водохранилища наиболее интенсивно заиляются прибрежные участки, а стрежневая зона с ее относительно большими скоростями течения потока заиляется меньше. На этом участке происходит формирование нового однорукавного русла с прирусловыми валами, которыми поток как бы отгораживается от прибрежных зон. Затем наблюдается блуждание потока.

Водоохранилища значительно менее извилисты, чем русла рек на дне их, и при движении потока поперечного перемешивания отдельных его водных масс почти не происходит. Поэтому при перемещении потока в зону большего подпора увеличивается интенсивность заиления стрежневой части водохранилища. На этом участке водохранилища еще интенсивно выпадают наносы и в прибрежных зонах, поэтому дно здесь заиляется по ширине примерно с одинаковой интенсивностью.

Нижний участок водохранилища, в отличие от верхнего, наиболее интенсивно заиляется именно в зоне больших скоростей, так как только в этой части потока еще имеются наносы. В прибрежных частях потока их нет, так как они уже выпали на верхних участках; взвешивающая же способность потока по ширине всюду недостаточна для поддержания наносов во взвеси.

Поскольку наибольшие скорости наблюдаются обычно в зоне наибольших глубин, то «мутный поток» (т. е. часть потока, в которой еще имеются взвешенные наносы) движется обычно над старым затопленным руслом реки, не повторяя в точности всех его изгибов, особенно меандр.

В дальнейшем дно под мутным потоком поднимается, что способствует некоторому выравниванию скоростей и увеличению

ширины мутного потока. При этом его граничные струи подтормаживаются прибрежными зонами водохранилища. Вследствие этого интенсивность заиления и повышения дна под граничными струями увеличивается; образуются продольные возвышения (зародыши будущих приурезных валов). Растущие приурезные валы способствуют еще большей изоляции мутного потока от прибрежных зон; в результате формируется однорукавное русло.

Следующий этап в динамике заиления подпорных бьефов характеризуется изменением уклонов и отметок свободной поверхности потока. Достаточно интенсивное увеличение уклонов поверхности воды происходит с момента выхода приурезных валов к поверхности воды. Развитие их определяется как временем заиления, так и местоположением их в водохранилище; наименее развиты приурезные валы в нижней части водохранилища.

Русло между приурезными валами продолжает заиляться (надвигающимися более крупными наносами), происходит его подъем над уровнем воды в водохранилище. Такой подъем, а также изменчивость расходов воды в реке приводят к изливу некоторой части расхода воды через гребень валов в прибрежные зоны. В этих условиях изливающийся на большой длине валов поток обладает малой транспортирующей способностью, и поэтому гребни валов и далее повышаются. Этому повышению сильно способствует развивающаяся на них растительность.

По руслу, ограниченному приурезными валами, уже начинают транспортироваться и более крупные наносы; это вызывает еще больший подъем русла. При некотором критическом его возвышении над окружающими участками водохранилища может произойти сосредоточенный прорыв приурезного вала и отход потока в пониженную часть водохранилища. Старое русло может быть заброшено наносами или может существовать в виде протоки.

При свале потока через промоину вала перепад уровней быстро рассредоточивается: вверх по течению русло размывается, а продукты этого размыва (обычно крупные) отлагаются ниже прорыва и служат «строительным» материалом для интенсивного формирования нового русла в пределах понижения.

В пониженной части водохранилища с ростом приурезных валов вновь образуется новое русло, которое, как и старое, будет повышаться, а затем снова произойдет свал потока на более низкие участки поймы. Такие свалы сопровождаются снижением уровня на отдельных участках и при этом вместо заиления на них временно происходит размыв дна. Даже при строгом постоянстве во времени факторов, влияющих на аккумуляцию наносов (например, в лаборатории), процесс заиления остается периодическим: подъем уровня сменяется снижением, а заиление — размывом. Однако эти отклонения не являются значительными и не нарушают общей тенденции к увеличению объема заиления или к подъему уровней в водохранилище и на его отдельных участках.

С течением времени все большая и большая часть водохранилища заполняется наносами, что приводит к повышению скоростей течения и увеличению части проносимых через водохранилище наносов с соответственным уменьшением интенсивности заиления. При полном заилении подпорного бьефа или водохранилища отложения достигают предельного заиляемого объема.

В реальных условиях эксплуатации процесс заиления осложняется изменением расходов воды и наносов, а также изменением отметок подпорного уровня у гидроузла.

Изменение водности года или сезона влияет на ход заиления различно. Увеличенные расходы воды смыывают некоторую часть отложений на верхнем участке водохранилища. Если в водохранилище еще не заилены значительные объемы, то в годы с большим стоком воды объем заиления будет больше среднего, так как обычно в многоводные годы сток наносов бывает также больше нормы. Если же подпорный бьеф или водохранилище почти заилены, то в многоводные годы при увеличенных скоростях течения и значительных по длине участках размыва объем отложений будет меньше, чем за средний по водности год.

Заиление в маловодные годы будет выражаться величиной, близкой к среднегодовой, так как в незаиленном водохранилище при малых расходах воды устанавливаются очень малые скорости течения, при которых осаждаются почти все наносы. В заиленных водохранилищах происходит то же самое, только менее резко выражено.

Уровни воды у гидроузлов обычно не поддерживаются строго на одной отметке; изменение уровней воды у гидроузла, даже небольшое (доли метра), сильно влияет на заиление отдельных участков. Повышение уровня приводит к удлинению участка подпора и к увеличению объема заиления по сравнению с нормальными условиями заиления. Оно как бы возвращает водохранилище или подпорный бьеф по времени назад, когда интенсивность заиления была большей. И, наоборот, снижение уровней увеличивает по всей длине скорости течения и транзитную долю наносов.

Таковы в кратком изложении физические процессы, свойственные всем водохранилищам и подпорным бьефам. Опыт прогнозирования заиления водохранилищ показывает, что одинаковых водохранилищ нет; природные и проектные условия делают расчет заиления каждого водохранилища или подпорного бьефа индивидуальным.

3.3.2. Методы расчета заиления водохранилищ взвешенными и занесения донными наносами

В настоящее время разработано большое количество методов расчета заиления и занесения водохранилищ, в той или иной степени учитывающих их специфические особенности. Не имея возможности выполнять их детальный анализ, рассмотрим лишь основные группы методов, оценив их достоинства и недостатки.

Так, В. С. Лапшенков [21] выделяет три группы методов расчета заиления водохранилищ:

1. Методы, базирующиеся на материале натуральных исследований заиления (эмпирические);

2. Методы, базирующиеся на определении объемов заиления по разности транспортирующей способности потока в смежных расчетных створах и не учитывающие непрерывное изменение элементов потока при заилении (балансовые методы);

3. Методы, определяющие объем заиления с учетом непрерывного изменения характеристик русла и потока.

К первой группе в основном относятся методы зарубежных исследователей (Тейлора, Орта, Кира и других). В качестве примера рассмотрим метод Г. И. Шамова [13]. Этот метод рекомендуется для предварительных расчетов. Методика основана на ряде допущений, в частности, о том, что русловые и нерусловые наносы в первый период задерживаются в водохранилище и оседают на дне по всей его длине (рис. 3.2, схема 3). На рисунке представлен контур водохранилища в его начальном положении $A_0D_0B_0$ (плоская задача), а затем в двух промежуточных, друг за другом следующих положениях, создающихся при совместном процессе заиления и занесения водохранилища.

За каждый из этих периодов в водохранилище возникает объем занесения русловыми наносами, а за ним на протяжении всего водохранилища — объем заиления. При продвижении уступа занесения часть ранее осажденных наносов будет погребена под призой занесения.

Для упрощения разработки методики осредним профиль занесения и заиления в наклонные прямые в пределах длины осаждения, которую допустим равной длине водохранилища. Толщина слоя осаждения принимается увеличивающейся по направлению к гидроузлу (рис. 3.2, схема 3). Автор допускает, что из-за увеличения глубин и уменьшения средних скоростей потока в водохранилище по мере его продвижения к гидроузлу выпадение взвешенных наносов должно увеличиваться.

Предполагаем, что за первый год эксплуатации водохранилища из-за процессов занесения и заиления продольный профиль дна A_0D_0 займет положение A_1D_1 . Тогда после первого года эксплуатации водохранилища длина пути осаждения частицы станет больше начальной длины водохранилища и часть взвешенных наносов поступит в нижний бьеф. Схематизируем эти наносы в виде объема $C_1C_2D_1C$.

Рассматривая объем водохранилища $A_1B_1D_1$ (на единицу его ширины) и имея в виду, что треугольники $A_1B_1D_1$ и A_1B_0C подобны, можно написать, что отношение объема аккумуляции наносов $A_1A_2C_1C$ к объему водохранилища A_1B_0C на участке длиной A_1C , будет равно отношению объема $A_1A_2C_2D_1$ к объему $A_1B_1D_1$, т. е.

$$A_1A_2C_1C/A_1B_0C = A_1A_2C_2D_1/A_1B_1D_1 \quad (3.1)$$

Но $A_1 A_2 C_2 D_1$ равно $A_0 A_1 C D_0$ — объему заиления за первый год, который обозначим ΔW_0 . Объем же $A_1 A_2 C_1 C$ — заиления за второй год — обозначим ΔW .

Соответственно объем $A_1 B_1 D$, равный начальному объему водохранилища $A_0 B_0 D_0$, обозначим W_0 и объем водохранилища $A_1 B_0 C$, оставшийся свободным после первого года эксплуатации W .

Тогда (3.1) получает вид

$$\Delta W/W = \Delta W_0/W_0. \quad (3.2)$$

За первый период эксплуатации в водохранилище выпадают наносы, объем которых в отложениях за время Δt , измеряемое в годах, будет равен

$$\Delta W_0 = \rho_{вз} \frac{Q \Delta t}{m_0}, \quad (3.3)$$

где $\rho_{вз}$ — объемная плотность взвешенных наносов в беспустотной породе; Q — среднегодовой сток воды; m_0 — относительная плотность.

Тогда, подставив (3.3) в (3.2), получим $\Delta W/W = \rho_{вз} Q \Delta t / m_0 W_0$. Переходя от конечных приращений к бесконечно малым, получаем

$$dW/W = \rho_{вз} Q dt / m_0 W_0.$$

Интегрируем это выражение

$$\ln W + c = \rho_{вз} Q t / m_0 W_0. \quad (3.4)$$

Постоянная c определяется из условия, что при $t=0$ значение $W=W_0$. Следовательно $c = -\ln W_0$. Тогда (3.4) принимает вид

$$\ln W/W_0 = \rho_{вз} Q t / m_0 W_0. \quad (3.5)$$

Объем заиления за время t обозначим W_t , следовательно, $W = W_0 - W_t$. Тогда

$$\ln(1 - W_t/W_0) = \rho_{вз} Q t / m_0 W_0. \quad (3.6)$$

Объем заиления за первый год ($t=1$) обозначим W_1 . Тогда из (3.6) получаем

$$\ln(1 - W_1/W_0) = \rho_{вз} Q / m_0 W_0. \quad (3.7)$$

Подставляя в (3.6) значение $\rho_{вз} Q / m_0 W_0$ из (3.7), получим

$$\ln(1 - W_t/W_0) = t \ln(1 - W_1/W_0).$$

Откуда

$$W_t/W_0 = 1 - (1 - W_1/W_0)^t. \quad (3.8)$$

Значение W_1 можно заранее подсчитать по исходным данным о стоке наносов следующим образом. По формуле $l_{ч} = \alpha V H / \omega$, определяется длина пути осаждения $l_{ч}$ отдельных фракций взве-

шенных наносов для заданных начальных характеристик водохранилища. Сравниваем эту величину с длиной водохранилища L_n и устанавливаем, какие фракции взвешенных наносов оседают в нем и какие сбрасываются в нижний бьеф. Сумму объемов фракций осевших в водохранилище и принимаем за расчетное значение W_1 . После этого расчет осуществляют по (3.8).

На рис. 3.3 приведены кривые, характеризующие интенсивность заилиenia водохранилищ при различных значениях W_1/W_0 , равных 0,001, 0,01 и 0,1.

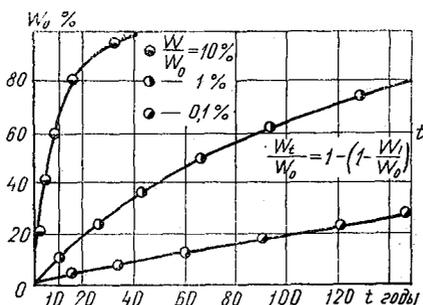


Рис. 3.3. Графики зависимости, характеризующие темп заилиenia и занесения водохранилища

Методы второй группы (балансовые) широко распространены в Советском Союзе. Они основаны на определении транспортирующей способности потоков в смежных створах водохранилища. Причем различные авторы применяют для этого разные методики ее расчета. Для этих целей, в частности, применяются графические зависимости, построенные по натурным данным о расходах наносов. Известны методики К. И. Россинского и И. А. Кузьмина, И. И. Леви, Д. Я. Ратковича и других авторов. Не останавливаясь на анализе этих методов, ибо они фактически являются упрощенными вариантами методик третьей группы, отметим, что их основным недостатком является допущение о том, что в течение расчетного интервала времени гидравлические характеристики потока и интенсивность заилиenia принимаются постоянными. Это приводит к большой трудоемкости расчетов из-за необходимости назначать малые интервалы времени.

Методы третьей группы, также балансовые, но в них учитывается непрерывное изменение транспортирующей способности потока, происходящее при заилиении водохранилища. Эти методики основаны на вскрытии механизма аккумуляции наносов. В настоящее время известно большое количество методов как отечественных (А. В. Караушев, И. А. Шнеер, В. С. Лапшенков и другие), так и зарубежных авторов.

При расчетах заиления обычно решаются следующие вопросы: 1) оценивается срок заиления водохранилища, 2) оценивается потеря его полезной емкости, 3) устанавливаются границы затопления, 4) оцениваются изменения судоходных глубин, 5) устанавливаются границы активизации поперечных смещений русла, 6) определяется количество наносов, приносимых к плотине, 7) оценивается эффективность промывок водохранилища.

Рассмотрим методику А. В. Караушева. Расчет заиления водохранилищ по этой методике выполняется пофракционно на основе баланса наносов в целом или по отдельным участкам. При этом учитывается изменение гидравлических характеристик, вызванное отложением наносов. Перед началом определяется условная заиляемость $t_y = \frac{W_0}{V_p}$, характеризующая отношение объема

водохранилища (W_0) к объему среднегодового за многолетие стока наносов рек, впадающих в водохранилище (V_p). Если она оказывается для больших водохранилищ более 200, а для малых более 50 лет, то расчет заиления на этом завершается. В остальных случаях расчет должен уточняться с учетом выноса наносов в нижний бьеф и изменений кривых подпора в процессе заиления.

Оценка сроков существования водохранилищ выполняется на основе расчета общего заиления и начинается с определения кривых подпора. Расчет кривой свободной поверхности, изменяющейся в процессе заиления выполняется в тех случаях, когда в зону затопления попадают объекты хозяйственной значимости. Главная задача расчета — установить предельное положение кривой свободной поверхности, при котором уже может осуществляться сток наносов. Таким образом, построение кривой, необходимой для определения верхней границы заиленного участка, осуществляется обычным способом.

Следующая операция — вычисление параметров годового стока наносов. Для этого строится график связи $R=f(Q)$. С графика связи снимают значения расходов наносов R , соответствующие среднегодовым расходам воды Q обеспеченностью 5, 50 и 95%. Затем определяется норма стока наносов R_0 и расходы наносов различной обеспеченности.

Для вычисления коэффициентов вариации стока взвешенных наносов C_{vR} рекомендуется формула Г. В. Лопатина $C_{vR} = \beta C_{vQ}$, где C_{vQ} — коэффициент вариации жидкого стока; β — параметр, принимаемый для равнинных рек равным 1,6, для горных — 3,3, а для промежуточных типов — 2,2.

Суммарный сток взвешенных наносов за m -летний период вычисляется по формуле $R_{0m} = mR_0$, где R_0 — средний многолетний сток взвешенных наносов.

Далее переходят к расчету средней мутности потока, отвечающей его транспортирующей способности $\bar{S} = \Gamma S_{взм}$, где Γ — гидро-

механический параметр наносов; $S_{\text{взм}} = aE \frac{v^2}{H_c}$ — мутность взмыва;

E — сводный параметр, зависящий от коэффициента Шези C и определяемый по графику; a — корректирующий множитель.

При отсутствии измерений принимают $a=1$. Величина Γ выбирается в зависимости от того, каким образом задан состав наносов. Если используется только средняя гидравлическая крупность транспортируемых наносов, то Γ находится по стандартным таблицам в зависимости от коэффициента Шези C и параметра, ψ определяемого по формуле

$$\psi = \bar{\omega} / v, \quad (3.9)$$

где $\bar{\omega}$ — средняя гидравлическая крупность транспортируемых наносов.

В том случае, когда оценивается транспорт наносов по фракциям, то по формулам или таблицам вычисляют частные значения Γ_i для отдельных фракций в зависимости от коэффициента C и параметра ψ_i , определяемого для каждой фракции наносов по (3.9).

Когда гранулометрический состав донных отложений задан, то предварительно выделяются содержащиеся в нем взвешенные наносы, определяется общий процент этих фракций и пересчитывается процентное содержание каждой взвешиваемой фракции донных отложений по отношению к величине r . Пересчет проводится по формуле

$$p_{\text{взм}i} = \frac{100}{r} p_i.$$

Здесь $p_{\text{взм}i}$ — процентное содержание i -й взвешиваемой фракции в составе взвешенной части донных отложений (наносов, подвергающихся взмыву); p_i — процентное содержание i -й фракции в донных отложениях; r — общий процент взвешенных фракций в составе донных отложений. Проверка правильности расчета величины $p_{\text{взм}}$ осуществляется по равенству

$$\sum p_{\text{взм}i} = 100.$$

Следующая задача — это определение верхней границы взвешивания фракций. Она устанавливается по формуле

$$\omega_{\text{п}} = v'_{\text{макс}} \approx \frac{3v}{\sqrt{N}},$$

где $\omega_{\text{п}}$ — предельная гидравлическая крупность частицы, определяющая верхнюю границу крупности взвешиваемых фракций; $v'_{\text{макс}}$ — наибольшее значение вертикальной составляющей пульсационной скорости; N — безразмерная характеристика, определяе-

мая по формуле $N = MC/g$. При $C \leq 60$ величина $M = 0,7 C + 6$, а при $C > 60$; $M = 48$. Гидромеханический параметр в этом случае следует вычислять по формуле

$$\Gamma = \sum_{i=1}^m \frac{p_{взм i}}{100} \Gamma_i,$$

где m — число взвешенных фракций.

При расчете заиления по фракциям вычисляется значение частот транспортирующей способности потока, о чем более детально смотри у А. В. Караушева [16].

Для расчета расхода донных наносов, в зависимости от крупности последних, рекомендуется применять формулы Г. И. Шамова

$$g_b = 0,95 v_k \frac{v^3}{v_k^3} (v - v_k) (k/H)^{0,25}, \quad (3.10)$$

В. Н. Гончарова

$$g_b = \rho_1 g \frac{1 + \varphi}{80} v_n k \left(\frac{v^3}{v_n^3} - 1 \right) \left(\frac{v}{v_n} - 1 \right) \quad (3.11)$$

или других авторов. Здесь g_b — расход наносов на единицу ширины потока; v_k и v_n — критические скорости потока, при которых начинается движение наносов, определяемые по формулам Ша-

мова или Гончарова $\left(v_n = \lg \frac{8,8 H}{k_5} \sqrt{\frac{2g(\rho_1 - \rho) k}{3,5 \rho}} \right)$; ρ_1 — плотность наносов; k_5 — крупность наиболее крупных наносов, которых в смеси 5%.

После проведения перечисленных выше подготовительных расчетов выполняется расчет заиления за один год, после чего рассчитывается хронологический ход заиления. Для этого оценивается, какая часть годового стока наносов аккумулируется в водохранилище и какая часть пройдет водохранилище транзитом. Заиление за первый год эксплуатации оценивается на основании отдельно выполняемых расчетов отложений в водохранилище взвешенных и влекомых наносов. Этот расчет ведется по участкам, заранее выделенным в водохранилище. Расчет занесения водохранилища влекомыми наносами производится так же, как взвешенными. Для приближенной оценки количества отложившихся влекомых наносов допускается производить их расчет только для периодов половодья и ливневых паводков, когда поступает основная часть наносов крупных фракций. Принимается, что водохранилище с относительной емкостью $W > 0,15$ задерживают все крупные фракции наносов.

Для водохранилищ на горных реках, где часто бывают промывки, надо учитывать также и количество наносов, сбрасываемых при этих промывках.

Таким образом, выполненный анализ методов расчета заиления и занесения водохранилищ свидетельствует о необходимости их доработки с целью повышения надежности и упрощения без ущерба для точности.

3.3.3. Воздействие водохранилищ на речные поймы и некоторые экологические последствия их возведения

По различным данным [3] поймы занимают от 2 до 3% территории Советского Союза, достигая 6—7% территории некоторых союзных республик (например Белоруссии) или отдельных областей. Примерно такой же процент территории занят поймами в США (6%), 12% во Вьетнаме и 25% в Венгрии. Если же исключить площади, занятые горами, то этот процент значительно повысится. Как правило, поймы являются наиболее продуктивными сельскохозяйственными угодьями, на которых выращиваются ценные сельскохозяйственные культуры. Например, в Павлодарской и Кустанайской областях обширные поймы рек бассейна Иртыша издавна использовались под производство различных сельскохозяйственных и бахчевых культур. На пойменных землях, особенно в засушливых районах, урожаи значительно выше, чем на внутрибассейновых массивах. На севере поймы рек Северной Двины, Мезени, Онеги и других широко используются для сенокосов и пастбищ.

По данным С. Л. Вендрова [9] площади зеркала существующих водохранилищ составляют на территории Советского Союза 12 млн. га и 13 млн. га перспективных. Учитывая, что давность этой информации превышает 15 лет и большинство перспективных ГЭС, приведенных в работе С. Л. Вендрова, в настоящее время уже построено, общую площадь водохранилищ можно принять близкой к 25 млн. га.

В то же время по оценкам Н. Н. Пельт [24] примерно 40% площади зеркала водохранилищ приходится на затопленные поймы. Следовательно, общая площадь затопленных пойм на территории Советского Союза может быть оценена примерно в 10 млн. га. Однако эта цифра не включает в себя площади подтопленных пойм, на которых из-за значительного повышения уровней грунтовых вод резко изменяется характер растительности. Вместо высокопродуктивных пойменных лугов образуются непродуктивные болотные массивы, поэтому подтопленные поймы также исключаются из сельскохозяйственного использования.

Таким образом, водохранилища ГЭС практически выводят из сельскохозяйственного и другого использования затопляемые и подтопляемые поймы не только на основном водотоке, но и на его притоках. При этом по мере повышения отметок дна из-за отложения наносов в зоне начального выклинивания подпора последний распространяется вверх по течению реки иногда на десятки километров, резко изменяя режим формирования пойм на этом участке.

В верхних бьефах ГЭС также часто происходит затопление или подтопление городов и поселков, особенно расположенных на поймах. Как правило, их переносят на более высокие места, находящиеся вне зоны подтопления водохранилищ. Например, в зону затопления водохранилища Красноярской ГЭС попало 133 населенных пункта, а в зону затопления и подтопления водохранилищем Саяно-Шушенской ГЭС — 19 поселков.

Следует отметить, что водохранилища часто вызывают ряд дополнительных негативных процессов, как правило, обусловленных просчетами, допущенными при проектировании, строительстве и эксплуатации ГЭС. Так, на ряде водохранилищ, созданных в восточных регионах страны, их чаши предварительно не вычищались, миллионы кубометров леса не вырубались, а затоплялись при заполнении водохранилищ. Наиболее наглядными примерами являются водохранилища Братской и Саяно-Шушенской ГЭС, где затоплено несколько миллионов кубометров строевого леса. Помимо убытков от не использования этого леса в народном хозяйстве, его затопление приводит к авариям водного транспорта и, самое главное, затопленные деревья являются причиной резкого снижения качества воды, иногда приводя к загниванию весьма больших участков водохранилищ.

На водохранилищах, где процесс заполнения по ряду причин осуществлялся без предварительного очищения их чаши, наблюдается образование так называемых торфяных островов. В ряде случаев их площадь может достигать нескольких квадратных километров, а толщина нескольких метров.

В южных регионах «болезнью» водохранилищ является их зарастание сине-зелеными водорослями. Их интенсивный рост обусловлен интенсивным поступлением в такие водохранилища органических и неорганических удобрений, смываемых с полей и поступающих из других источников. Быстрый рост, последующее отмирание и гниение таких водорослей приводят к резкому ухудшению качества воды и невозможности ее последующего использования не только для питья, но и для хозяйственных целей.

Большие водохранилища оказывают существенное влияние на климатические условия прилегающей к ним территории, особенно в летне-осенние периоды. Наиболее четко это проявляется в регионах с резко выраженной антициклональной деятельностью. В качестве примера можно привести изменение климата Красноярска под влиянием Красноярского водохранилища, где произошли значительные изменения погодных условий, вызвавшиеся в резком увеличении влажности и осадков, в виде дождей, в летне-осенние периоды.

3.4. Деформации берегов водохранилищ

3.4.1. Общие положения

Переформирование берегов водохранилищ ветровой волной так же, как русловой процесс, ведет к образованию четко выраженных морфологических элементов. Поэтому оно может рассматриваться вместе с русловым процессом, и подход к решению задачи должен быть таким же, как и при оценке русловых деформаций.

Значение этого процесса весьма велико, так как на ряде водохранилищ, в первые годы после их заполнения, продукты разрушения берегов могут достигать 40—50% от общего объема заполнения водохранилища.

Схема процесса переформирования берегов ветровой волной представляется следующей.

Под действием ветрового волнения первоначально подтопленный берег водохранилища теряет устойчивость и начинает разрушаться. Процесс формирования берегов водохранилища делится на две стадии. Первая — интенсивный размыв коренного берега, в результате которого продукты размыва переносятся нормально к береговой линии. Крупные частицы отлагаются у самого берега, формируя береговую отмель, а мелкие выносятся в глубоководную часть водохранилища. Таким образом, из материала разрушения берега постепенно формируется пологая отмель, на которой происходит частичное рассеяние волновой энергии, так как волны разрушаются. Переформирования берега продолжаются до тех пор, пока отмель не достигнет определенной ширины B_0 , достаточной для поглощения всей волновой энергии, способной разрушать береговую откос (рис. 3.4).

Вторая стадия развития вдольбереговой линии, при переходе к которой она сохраняет значительную расчлененность и представляет собой чередование мысов и бухт, сопрягающихся короткими более или менее прямолинейными участками. На этой стадии резко возрастает роль вдольбереговых течений, под влиянием которых происходит выравнивание береговой линии.

Вдольбереговые течения, имеющие наибольшую скорость, а следовательно, и наибольшую транспортирующую способность, когда волна идет под углом к берегу, и, насыщенная наносами, попадает на прямолинейный участок берега, откладывают часть (крупных) наносов, способствуя продвижению отмели в водохранилище. Однако значительную часть наносов эти течения уносят в глубь водохранилища, тем самым замедляя формирование отмели, что способствует большему разрушению берегов. Особенно неблагоприятные условия создаются при отрыве вдольбереговых течений от берега, что приводит к смещению зоны аккумуляции продуктов его разрушения в более глубокие места водохранилища.

Для прогноза береговых переформирований необходимы следующие исходные материалы:

— профили береговых склонов, для которых делается расчет их кривизны;

— профили дна водохранилища, ориентированные по четырем наветренным румбам и проходящие через расчетную точку береговой зоны;

— сведения о ветровом режиме рассматриваемого района водохранилища;

— сведения о режиме уровней воды в водохранилище за безледоставный период.

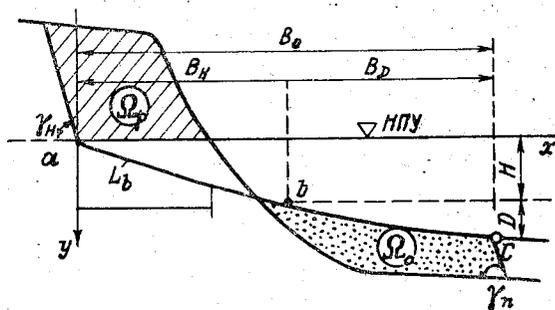


Рис. 3.4. Схема конечной стадии переформирования берега водохранилища и его основные элементы

Ω_p — объем разрушения; Ω_a — объем аккумуляции; ab — криволинейная часть профиля береговой отмели шириной B_H , прямолинейная часть береговой отмели шириной B_D ; B_0 — ширина береговой отмели; H — глубина размывающего действия волны при НПУ; D — сработка уровня воды в водохранилище; γ_n и γ_n — углы наклона внешнего склона береговой отмели и пляжа; L_b — значение смещения бровки берега

3.4.2. Методы расчета деформаций берегов водохранилищ

В настоящее время разработано большое количество методов расчета и прогноза деформаций берегов водохранилищ. Все эти методы приближенно можно разделить на две группы. К первой относятся более простые методы, не учитывающие вдольбереговые течения, а ко второй — более сложные методы, основанные на учете воздействия на формирование отмели вдольбереговых течений.

Учитывая, что детальный анализ методов деформаций берегов водохранилищ выполняется в специальных курсах, а также то, что методы расчета, учитывающие вдольбереговые течения, разработаны недостаточно, рассмотрим только методику Н. Е. Конд-

ратьева, включенную в СНиП 163—83, и дадим краткую оценку влияния вдольберегового перемещения наносов на формирование берегов водохранилищ.

Прогноз по этой методике строится следующим образом. Определяются расчетные характеристики ветра и волнения.

Для этого используется Справочник по климату СССР. Ч. III. Из него выбираются сведения о ветрах по ближайшей к расчетному створу метеостанции с учетом класса ее открытости (выбираются наименее защищенные станции). Вводится поправка на защищенность флюгера в соответствии с указанием Справочника. Желательна постановка специальных наблюдений за ветром в расчетном створе для корректировки данных о ветре.

Из таблиц Справочника о повторяемости ветра P_W за каждый месяц используются данные по четырем румбам. Их следует пересчитать на сезонные повторяемости P_{W_c} , относящиеся ко всему безледоставному периоду продолжительностью m полных или неполных (первый и последний) месяцев, по формуле

$$P_{W_c} = \left(\sum_{i=1}^m P_W N_m \right) / \left(\sum_{i=1}^m N_m \right),$$

где N_m — продолжительность соответствующего полного или неполного месяца

Производится переход от ветрового режима водохранилища к волновому режиму участка по четырем наветренным румбам, что выражается в графической форме связью между скоростью ветра W_v и высотой волны h на подходе к зоне прибрежного мелководья.

Расчет волновых характеристик выполняется для расчетного уровня воды, равного НПУ. По волновым характеристикам береговой зоны в расчетном створе и сведениям о сезонной повторяемости ветра определяется обеспеченность высот волн P по каждому наветренному румбу.

Для перехода от повторяемости P_{W_c} и обеспеченности P , относящимся к интервалам Δh различной величины и более общим характеристикам, пользуются интерполяцией. Для большей надежности желательно пользоваться величинами $\lg P$. Обеспеченность больших высот волн малой повторяемости определяют экстраполяцией.

Получив для волн h_i повторяемость P_{ip} отдельно по четырем румбам, определяют среднюю за безледоставный период мощность этих волн, суммированную по румбам и отнесенную к единице протяженности береговой линии.

Она рассчитывается по формуле

$$R_i = 7.95 N \sum_{i=1}^p h_i^{2.5} P_{ip} \cos \alpha_p.$$

Здесь N — суммарная продолжительность безледоставного периода в часах ($N = \sum^m N_m$); $P_{i\rho}$ — повторяемость волн h_i румба ρ в процентах; α_ρ — угол, образованный лучом волны при соответствующем румбе ветра и нормалью к береговой линии, в градусах.

Суммарная среднегодовая мощность всего диапазона волн равна

$$R_i = 7,95 N \sum^i \sum^{\rho} h_i^{2,5} P_{i\rho} \cos \alpha_\rho.$$

В качестве расчетной волны h_0 принимают высоту, соответствующую поступлению к береговой отмели основной части (96—98%) волновой энергии. h_0 снимают с интегральной кривой относительной мощности волн (рис. 3.5).

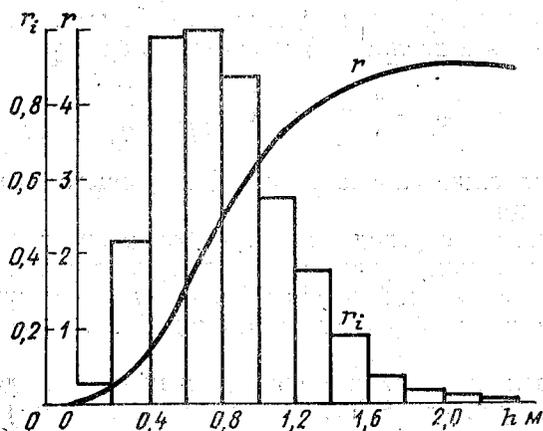


Рис. 3.5. Распределение относительной мощности по высоте волны и интегральная кривая относительной мощности

Далее производится установление профиля устойчивой береговой отмели и определение предельного смещения линии берега.

Профиль устойчивой береговой отмели состоит из верхнего криволинейного участка (рис. 3.4) до глубины H , равной глубине размывающего действия расчетной волны h_0 из прямолинейного участка, простирающегося от глубины H до глубины $H+D$, где D сработка уровня водохранилища за безледоставный период. Она определяется по данным о режиме работы водохранилища.

Ось x устанавливается от расчетного уровня (НПУ); начало координат в точке уреза при этом уровне. Ось y строится вертикально вниз. Линию криволинейного участка строят по уравнению

$$x = ky^2 + y/m_{\text{п.}}$$

Длина криволинейного участка B_H и прямолинейного B_D вычисляется по уравнениям:

$$B_H = kH^2 + H/m_{\pi},$$

$$B_D = D(2kH + 1/m_{\pi}).$$

Полную ширину устойчивости отмели (B_0) получают суммированием

$$B_0 = B_H + B_D.$$

Коэффициент k в уравнениях для B_H и B_D определяют по формуле

$$k = (m_{\pi} - m_0) / 20 m_{\pi} \cdot m_0,$$

где m_{π} — уклон пляжа (уклон линии профиля в точке уреза); m_0 — уклон отмели (уклон линии профиля на условной глубине).

m_{π} и m_0 определяются исходя из фракционного состава грунтов разрушаемого берегового склона. Частицы крупности меньше 0,05 мм из расчета исключаются. Уклон отмели m_0 определяется по среднему диаметру 30% наименее крупного материала, m_{π} — по среднему из 10% наиболее крупных фракций. Глубину размывающего действия волны H определяют по зависимости от высоты расчетной волны h_0 и крупности донных отложений на внешнем крае береговой отмели (рис. 3.6).

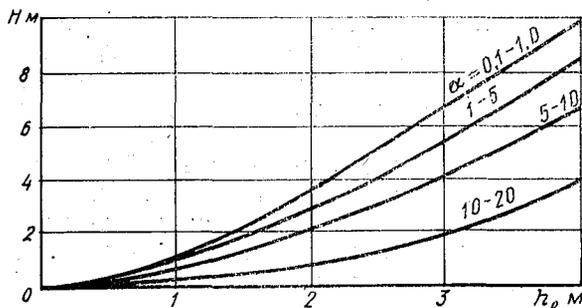


Рис. 3.6. Зависимость глубины размывающего действия волн (H) от высоты волны (h_0) при различной крупности донных наносов (d)

Уклон подводного берегового склона $\text{tg } \gamma_{\pi}$ (рис. 3.4) рекомендуется принимать равным 0,5, а надводного не следует брать более пологим, чем уклон берега в естественном состоянии. Положение профиля устойчивой отмели относительно начального профиля получается путем совмещения их с соблюдением условия $\Omega_a / \Omega_p = \kappa$, где Ω_a — объем аккумуляции; Ω_p — объем разрушения начального склона; κ — коэффициент аккумуляции, равный

относительному содержанию в материале разрушения фракций меньше 0,05 мм. Предельное смещение бровки берега L_0 равно расстоянию между положением точки уреза на исходном профиле и на профиле устойчивой отмели.

3.4.3. Влияние вдольберегового перемещения наносов на формирование берегов водохранилищ

Не вдаваясь в детальный анализ методов расчета деформаций берегов водохранилищ, в которых учтено влияние вдольбереговых течений и вдольберегового перемещения наносов, рассмотрим лишь общие принципиальные соображения, положенные в их основу, и оценим эффективность их применения.

Учет влияния вдольберегового перемещения наносов является принципиальной попыткой перехода от двумерной абразивной схемы к пространственной. Первые попытки разработки такой схемы основывались на опыте морских исследований, которые производились задолго до строительства больших водохранилищ.

В работах раннего периода Мунк-Петерсена (1933 г.) и В. Г. Глушкова (1934 г.) определялась наносодвижущая сила M , которая по Мунк-Петерсену вычислялась по формуле

$$M = \beta W^m P D_b^{0,5} \cdot \cos \alpha,$$

где β — поправочный коэффициент, принимаемый равным 0,2—0,25; W — скорость ветра; m — показатель степени, равный 2 (Мунк-Петерсен) или 3 (Р. Я. Кнапс); P — относительная повторяемость скорости ветра данного направления; D_b — величина разгона волны, показатель степени при которой впоследствии уточнялся и принимался равным 0,33; α — угол подхода волны к берегу.

Позднее Р. Я. Кнапс и другие авторы [17] вместо $\cos \alpha$ рекомендовали вводить произведение $2 \sin \alpha \cos \alpha$ или $\sin \alpha \cos \alpha$.

Зарубежные исследователи, в частности Манохар и Т. Севил, в 1962 г. разработали формулу, непосредственно позволяющую рассчитать расход наносов Q_s в виде

$$Q_s = 0,085 E^{0,91} k^{0,59},$$

где E — поток вдольбереговой волновой энергии; k — крупность донных отложений.

Как отмечают Н. Е. Кондратьев и О. Г. Григорьева [17], приемы расчета, основанные на отдаленных связях, таких, как связь между расходом наносов и элементами волн, не дают надежных результатов. При этом удается определить лишь результирующее направление перемещения наносов и дать сравнительную количественную оценку расхода наносов. Переход к абсолютным количественным оценкам требует введения малонадежных эмпирических локальных коэффициентов.

Надежные результаты могут быть получены только на основе верных представлений о механизме движения наносов; теоретически разработанной качественной стороне явления и на ее основе верной и достаточно полной оценки роли перемещения наносов в схеме деформации берегов водохранилищ.

Исходя из этих соображений приведем результаты анализа применения некоторых отечественных методов деформаций берегов водохранилищ и сравнение результатов расчетов по ним с натурными данными, выполненные О. Г. Григорьевой. В качестве основных расчетных методов ею были использованы методы Б. А. Пышкина (1967), Н. А. Ярославцева (1967), А. С. Судольского (1964) и А. Я. Шварцман (1965, 1966). Сравнение результатов расчетов выполнялось с данными наблюдений на Каховском водохранилище (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Объем наносов W_t , перенесенных за 270 дней, тыс. м³

Метод	W_t без поправки			W_t с поправкой			Поправочный коэффициент
	№ створа			№ створа			
	VI	VII	VIII	VI	VII	VIII	
Пышкина	16,5	20,5	5,6	4,65	5,78	1,58	0,28
Ярославцева	2,21	3,71	3,13	3,04	5,11	4,33	1,38
Судольского	12,1	17,4	5,0	3,11	4,47	1,29	0,26
Шварцман	25,4	33,6	28,5	1,02	1,54	1,14	0,04

Как видно в таблице, отклонения расчетных величин от натуральных данных, характеризуемые поправочным коэффициентом, весьма значительны. Особенно они велики по методике Шварцман, где приходится вводить коэффициент 0,04. Однако и результаты расчетов по остальным трем формулам дают весьма значительное отклонение от натуральных данных. Основной причиной этих отклонений, по мнению Григорьевой, является недостаточная оценка влияния угла подхода волн к берегу на течение и расходы наносов. Для его характеристики на графике (рис. 3.7) приведена зависимость относительного значения расхода наносов во вдольбереговых течениях от угла α по методам, принятым различными авторами.

Как видно на рисунке, особенно значительно отклоняется кривая 1, полученная по формулам Ярославцева и Мунк-Петерсона. Да и результаты расчетов по другим формулам значительно отличаются друг от друга. Однако существенным является не сам расход наносов, а его изменение по длине береговой линии.

Именно за счет этого изменения происходит деформация береговой отмели, а следовательно, и берега в целом. Именно производная расхода наносов по длине берега выражает скорость изменения площади поперечного сечения аккумулятивной части береговой отмели.

Влияние вдольберегового движения наносов на формирование отмели особенно сильно сказывается на участках искривленного в плане берега. Это приводит к усиленному размыву мысов и занесению заливов.

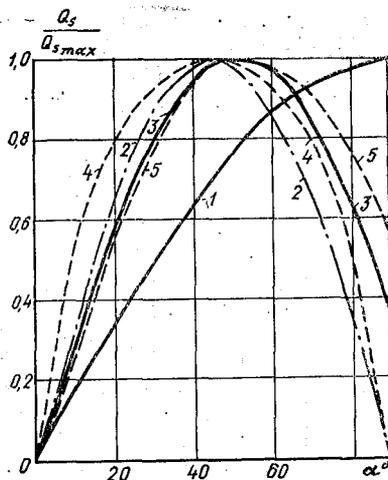


Рис. 3.7 Влияние угла α подхода волны к берегу на расход вдольбереговых наносов Q_S :

- 1 — Ярославцев — $Q_S = A_1 \sin \alpha$; 2 — Пышкин, Кнапс $Q_S = A_2 \sin 2 \alpha$; 3 — Пышкин $Q_S = A_3 \sin 1,75 \alpha$; 4 — Сюдольский, Шварцман $Q_S = A_4 \sqrt{\sin 2 \alpha}$; 5 — Красножон $Q_S = A_5 \sin \alpha (1 + \cos \alpha)$

3.4.4. Особые случаи деформации берегов водохранилищ

Расчетные методы разрушения берегов водохранилищ могут служить основанием для решения многих задач с удовлетворяющей практикой точностью. Вместе с тем имеются случаи, когда расчетные методы не могут дать соответствующей точности расчетов. Рассмотрим эти случаи.

Так, В. М. Лощилова (1970 г.) на основе данных натуральных измерений на Братском водохранилище установила, что на пер-

вом этапе, соответствующем периоду наполнения водохранилища, происходят главные деформации, вызванные вытеканием пльвуна. Размеры этих деформаций определяются мощностью подтопленных песчаных отложений и границей распространения кривой депрессии грунтовых вод. На втором этапе происходит абразивная деятельность волнения и формирование береговой отмели.

Другим примером особых форм переработки берегов водохранилищ являются деформации берегов, возникающие на подтопленных склонах, сложенных лессами, а также процессы, возникающие в многолетнемерзлых или закарстованных породах.

3.5. Руслвые деформации в нижних бьефах гидроузлов

3.5.1. Причины и общая схема деформаций в нижних бьефах гидроузлов

Плотины гидроузлов, разделяя реки на верхний и нижний бьефы, создают водохранилища, регулирующие сток воды и задерживающие наносы. Поэтому режим жидкого и твердого стоков в нижних бьефах гидроузлов, как правило, коренным образом изменяется. Жидкий сток выравнивается внутри года, а иногда и в многолетнем плане, максимальные расходы воды уменьшаются, а минимальные увеличиваются как в летний, так и в зимний периоды. Сток воды приобретает резко выраженный неустановившийся характер за счет пускового режима работы ГЭС. При этом, как правило, изменяется характер распределения скоростей по глубине потока. Как показали исследования последних лет [14 и др.], наблюдается значительное увеличение донных скоростей (при тех же средних), что приводит к повышенной размывающей способности потока.

Твердый сток, особенно в первые годы работы водохранилищ, задерживается ими и в нижние бьефы не поступает. Такая вода, лишенная наносов, называется осветленной водой.

Все это приводит к нарушению баланса наносов, так как транспортирующая способность потоков в нижних бьефах превышает расходы наносов, поступающих из верхних бьефов. Именно это в совокупности с изменением гидрографа и режима стока служит основной причиной деформаций размыва, наблюдающихся в нижних бьефах гидроузлов.

Чтобы как-то уменьшить величины деформаций и удалить области размыва от плотины ГЭС, обычно в нижних бьефах строят рисбермы, в задачу которых входит также уменьшение скоростей потока, сбрасываемого из верхнего бьефа, посредством применения различного рода гасителей его энергии.

Считается оптимальным устройство рисберм, если поток с них поступает со скоростями, равными или даже меньшими бытовых, т. е. тех, которые наблюдались в реках до строительства ГЭС. Однако и в этом случае транспортирующая способность потока из-за отсутствия поступления наносов из водохранилищ оказы-

вается большей расхода наносов, что влечет за собой деформаций размыва.

Такой процесс наблюдается как на равнинных, так и на горных реках. Однако на равнинных реках процесс заполнения наносами водохранилищ, особенно больших, происходит длительное время и поступление русловых наносов на протяжении десятков, а иногда и сотен лет, в нижние бьефы не происходит. На горных же реках, отличающихся большими уклонами дна и водной поверхности, процесс занесения водохранилищ более быстротечен. Да и сами размеры водохранилищ значительно меньше, чем на равнинных реках. Все это приводит к тому, что русловые и взвешенные наносы значительно быстрее, чем на равнинных реках, заполняют водохранилища и начинают поступать в нижние бьефы, замедляя процесс деформаций размыва, а при интенсивном их поступлении размыв сменяется аккумуляцией наносов.

Существенное влияние на характер деформаций в нижних бьефах оказывают промывы водохранилищ, что приводит к интенсивному поступлению перенасыщенных наносами потоков в нижние бьефы и, как следствие, к их отложению.

Рассмотрим общую схему русловых деформаций и других связанных с ними процессов, происходящих в нижних бьефах равнинных рек, а в последующих разделах осветим более детально физические закономерности изменения структуры потоков и простейшие методы расчетов русловых деформаций.

В строительный и пусконаладочный периоды работы гидроузлов в русле рек, стесненных перемычками, происходят интенсивные местные деформации размыва, обусловленные неблагоприятными гидравлическими условиями пропуска строительных расходов через недостроенные водопропускные сооружения, а также незавершенностью работ по креплению приплотинных участков нижних бьефов. Расходы наносов из-за размыва в этот период обычно значительно превышают транспортирующую способность потоков, что приводит к формированию перекатов ниже сооружений, отметки гребней которых постепенно нарастают. При затухании процесса местного размыва рост переката замедляется, а его гребень смещается вниз по течению.

По окончании строительства гидроузла в нижний бьеф через турбины и водосливные отверстия поступает поток, имеющий очень высокие скорости, обусловленные сосредоточением сброшенного фронта на ширине значительно меньшей ширины естественного русла. Эти скорости существенно превышают неразмывающие скорости для грунтов, слагающих русло нижнего бьефа, и не будучи погашены могут привести к глубоким и обширным размывам русла за сооружениями гидроузла, угрожающим его устойчивости. Поэтому и применяют различные гасящие сооружения.

Рассмотрим виды деформаций, возникающих в нижних бьефах гидроузлов и причины их вызывающие. Все деформации можно разделить на две группы: бытовые, т. е. наблюдавшиеся до строи-

тельства ГЭС и видоизмененные под их влиянием, и деформаций, возникающие под воздействием водохранилищ ГЭС.

Причиной изменения характера и даже типа бытовых деформаций является перестройка гидрологического режима водотока, характеризующаяся резким уменьшением максимальных и увеличением минимальных расходов воды, т. е. относительным выравниванием внутrigодового стока, а также отсутствием поступления в нижние бьефы русловых, а иногда даже и взвешенных наносов.

Практически во всех нижних бьефах это приводит к смене типа руслового процесса, а именно плановые деформации, характерные для меандрирующих рек, сменяются высотными деформациями размыва. Этому в значительной мере способствуют землечерпательные работы на перекатах судоходных рек, при проведении которых плесовые участки используются для отвалов грунтов. В результате речные русла приобретают форму, близкую к форме каналов.

Таким образом, в нижних бьефах ГЭС происходит смена типа руслового процесса. Особенно четко это проявляется на реках, где наблюдались такие типы руслового процесса, как пойменная многорукавность, свободное или незавершенное меандрирование, т. е. на реках, имеющих широкие поймы.

Рассмотрим этот процесс на примере пойменной многорукавности. Изменение типа руслового процесса происходит длительного времени. При этом большинство мелких и даже средних рукавов постепенно отмирает и весь сток сосредоточивается в одном, как правило, главном рукаве, формируя однорукавное русло. Его глубины значительно увеличиваются, а само русло углубляется в аллювиальные отложения, что позволяет пропускать по нему не только весь меженный, но даже и паводочный сток.

Перейдем к рассмотрению деформаций, возникающих в результате строительства водохранилищ. Это деформации, так называемых местного и общего размывов.

Отсутствие поступления русловых наносов из водохранилища и способность потока транспортировать наносы приводят к тому, что поток начинает отбирать их местным размывом приплотинного участка реки, формируя воронку размыва непосредственно за рибермой. Местный размыв происходит интенсивно лишь в начальный период времени. Затем по мере увеличения глубин и уменьшения донных скоростей он постепенно затухает и прекращается при достижении ими критических значений для данного грунта. Дополнительным фактором, уменьшающим интенсивность и глубину размыва, является отмостка, наблюдающаяся практически на всех реках, русла которых сложены несвязными разнородными грунтами.

Процесс отмостки состоит в том, что мелкие частицы грунта вымываются и уносятся потоком, крупные оседают на дне (отматывают дно), препятствуя его размыву.

После завершения или временной стабилизации процесса местного размыва за сооружениями осветленный поток начинает размывать русло нижнего бьефа, перемещая зону отложения наносов вниз по течению реки. Зона размыва перемещается вслед за зоной отложения, оставляя выше по течению участок более устойчивого русла.

Устойчивость русла на этом участке обусловлена увеличением глубин за счет размыва, приводящего к уменьшению скоростей потока, в том числе и донных.

Длина и глубины зоны общего размыва русла зависят от значительного числа факторов: геологического строения ложа, абсолютных и относительных размеров водохранилища, то есть от соотношения его регулирующей призмы и объема годового стока, уклонов водной поверхности водотока и других причин. Зона размыва может распространяться на десятки, а иногда и сотни километров, прекращаясь при достижении базиса эрозии, из-за подпора от ниже расположенного водохранилища, выхода трудноразмываемых, в частности скальных, пород в русле реки, подпора от притоков или интенсивного поступления наносов из них, подмыва берегов и других причин либо снижающих транспортирующую способность потока, либо увеличивающих поступление наносов в него.

При заполнении водохранилища наносами они начинают поступать в нижний бьеф, что приводит не только к уменьшению глубин и длины зоны размыва, но и к изменению направления деформаций, то есть деформации размыва сменяются аккумуляцией наносов и увеличением отметок дна.

В процессе переформирования русел, обусловленных резким колебанием уровней воды из-за пускового режима работы ГЭС и поступления осветленной воды, обычно наблюдается обрушение или оползание берегов (боковая эрозия). Приток наносов в русло за счет такой боковой эрозии значительно увеличивается, что приводит к увеличению заносимости перекатов. Однако зона боковой эрозии русла постепенно смещается вниз по течению, что в совокупности с другими факторами приводит к постепенной стабилизации участков русел, примыкающих к гидроузлам.

В руслах рек, не подпертых гидроузлами, наблюдаются посадки¹ уровней, которые особенно четко прослеживаются при анализе кривых расходов воды, полученных за ряд лет. Так, по данным расчетов, выполненных А. Б. Векслером и В. М. Доненбергом [8], их величины на ряде участков рек Оби и Волги за период до 25 лет достигли 0,5—1,5 метров.

Интересные данные приводит В. В. Дегтярев [14], исследовавший ряд Сибирских рек с целью обеспечения благоприятных судоходных условий на них. В частности, он приводит данные

¹ Термин «посадки» обычно применяется на водном транспорте. Строители и эксплуатационники ГЭС применяют термин «просадки».

по р. Оби ниже Новосибирской ГЭС. Посадка меженных уровней и изменение характера деформаций произошли здесь в результате как зарегулированности стока, так и забора из русла аллювия. Заложенные в проект ГЭС прогнозы предела максимальных деформаций в нижнем бьефе не оправдались. В проекте предусматривалось, что зона активного размыва не распространится от створа гидроузла более чем на 3—4 км при посадке уровня на верхней границе участка (за 50 лет эксплуатации ГЭС) до 0,5 м. Фактически уже через 25 лет после строительства ГЭС зона размыва распространилась на 40 км, а понижение проектного уровня в створе гидроузла составило 1,6 м, а по Новосибирскому гидрологическому посту (ниже на 20 км) примерно 0,4 м. Развитию зоны размыва способствует перемещение района отложений.

Зона отложений в 1959—1962 гг. находилась примерно в 20 км ниже ГЭС; в 1963—1967 гг. — в 35—40 км ниже ГЭС, а к 1986 г. она переместилась на участок, расположенный в 130—140 км ниже гидроузла.

В этой зоне из-за интенсивного отложения наносов наблюдается повышение уровней воды при расходах аналогичных тем, которые наблюдались до строительства ГЭС. После смещения этой зоны вниз по течению кривые расходов воды на некоторое время стабилизируются. Затем после распространения до этого створа зоны размыва начинается посадка уровней воды.

Таким образом, распространение зоны размыва на р. Оби многократно превысило проектные расчеты. Вместо 20 км она достигла 130 км и продолжает продвигаться вниз по течению. Этому также способствовали путевые работы и карьерные разработки.

Все указанные выше русловые деформации и сопровождающие их процессы особенно резко проявляются при пропуске паводков редкой обеспеченности.

Уменьшение отметок уровней в нижнем бьефе приводит к снижению базиса эрозии притоков, русла которых так же интенсивно размываются.

В качестве дополнительных факторов, оказывающих существенное влияние на русловые деформации в нижних бьефах гидроузлов, необходимо отметить следующие.

1. Особенности зимнего режима. При попусковом режиме работы ГЭС в нижних бьефах обычно образуется полынья, размеры которой определяются размерами пусков ГЭС и температурным режимом зимнего периода конкретного года. На нижней кромке полыньи при значительных пусках обычно образуются заторно-зажорные явления. При прорыве заторов и зажоров деформации размыва резко возрастают.

Помимо этого, при движении волн пусков, и особенно прорывов, наблюдались, в частности в нижнем бьефе Красноярской ГЭС, зимние затопления пойм.

2. Карьерные разработки с целью добычи песка и гравийно-галечникового грунта из русла, производимые для нужд строи-

тельного производства. Извлечение особенно крупных фракций грунта, не восполняемое в зоне общего размыва поступлением наносов с вышерасположенных участков, приводит не только к местному понижению дна водотока, но также интенсифицирует размыв дна выше и ниже карьера.

Кроме того, проведение карьерных разработок нарушает естественную отмостку русла, что способствует усилению его размыва и, как следствие, интенсивному снижению уровней, которое крайне неблагоприятно сказывается на работе водозаборов и других гидротехнических сооружений, расположенных в нижних бьефах.

3. В местах впадения притоков происходит резкое увеличение отложений наносов на перекатах, обусловленное как задержкой и снижением пика паводков на реке-водоприемнике, так и увеличением уклонов водной поверхности притоков. Последнее приводит к выносу притоками наносов повышенной крупности (по сравнению с бытовыми условиями), а все это — к увеличению отметок дна перекатов и необходимости их разработки техническими средствами.

4. На судоходных реках волны, образующиеся в результате движения судов, разрушают берега, изменяя тем самым форму русел и снижая интенсивность их размыва за счет дополнительных поступлений в русло продуктов размыва берегов.

3.5.2. Местный размыв нижнего бьефа

Общие положения

Одной из важных задач проектирования плотин регулирующих водохранилищ является определение размеров и формы местного размыва. Причинами местных размывов, возникающих в нижних бьефах водосбросных сооружений, являются увеличение размывающей способности потока из-за неполного гашения его избыточной энергии различного рода гасителями, сброса в нижний бьеф потока, практически не несущего русловых наносов, и увеличение удельных расходов воды по сравнению с бытовыми условиями за счет сосредоточения стока, а также неправильного маневрирования щитами на водосливах, приводящего к повышенной концентрации расходов воды на отдельных участках.

Величина и форма местных размывов зависят от конструкции водопропускных сооружений, типа гасителей избыточной энергии и их местоположения, характеристик потока и свойств грунта понижения уровня нижнего бьефа из-за общих размывов.

Методы расчета максимальных глубин воды в воронке размыва, ее длины, глубины размыва у конца жесткой рисбермы

длины участка нижнего бьефа за воронкой размыва, в пределах которого происходит успокоение потока до состояния, близкого к бытовому, существенно отличны для размываемых и скальных грунтов.

Учитывая ограниченный объем пособия, в нем будут приведены лишь описания механизма водоворотной зоны, возникающей в воронке местного размыва, и методы расчета ее параметров для условий размываемого грунта.

Механизм потока в зоне местного размыва

Пространственная задача изучена недостаточно и в основном по данным лабораторных экспериментов. Исследователи отмечают, что при пропуске расчетных расходов воды на коротких, ближайших к гидроузлу участках нижних бьефов, при пространственных условиях их сопряжения удельные расходы воды могут значительно превышать аналогичные в конце рисбермы.

Отклонение потока от условий плоского течения обычно наблюдается в нижнем бьефе при сбросе воды относительно узким фронтом в широкое русло реки, при частичной работе водосливного фронта, а также при неравномерном распределении удельных расходов по длине водослива.

Пропуск воды частью водосливного фронта приводит к образованию в нижнем бьефе водоворотных зон по бокам транзитного потока. Эти зоны как бы сжимают транзитную струю и заставляют ее сужаться.

Сужение или расширение транзитного потока наблюдается только там, где внезапное расширение потока сочетается с трансформацией скоростей в вертикальной плоскости (области прыжка и резкого увеличения или уменьшения глубин). В случае же плавного расширения струй, когда глубины в узкой и широких частях потока одинаковы, изменение удельных расходов воды происходит постепенно.

Ограничиваясь этими соображениями, перейдем к рассмотрению структуры потока в плоской задаче.

Распределение скоростей по глубине воронки местного размыва зависит от степени гашения энергии потока в пределах рисбермы, формы последней и очертания воронки размыва. В случае полного гашения избыточной энергии поток подходит к месту размыва с нормальной эпюрой скоростей, свойственной равномерному движению воды. При неполном гашении скоростей может наблюдаться либо поверхностный, либо донный режим.

Основное отличие скоростей в этом случае заключается в том, что при равномерном движении потока валец над верхним откосом воронки размыва слабо развит и охватывает очень не-

большую по длине и глубине зону потока (рис. 3.8, а). При поверхностном (рис. 3.8, б) и донном (рис. 3.8, в) истечениях над верховым откосом развивается относительно мощный валец (рис. 3.9).

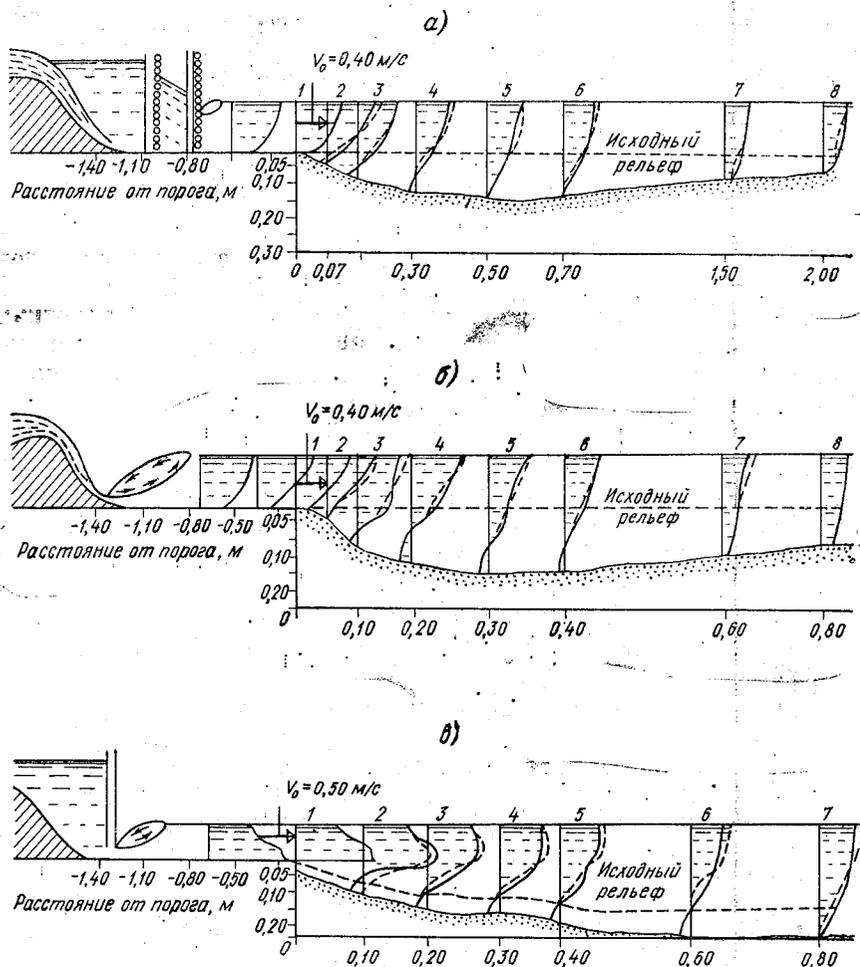


Рис. 3.8. Эпюры скоростей в воронке размыва: а, б, в — соответственно при нормальном, поверхностном и донном режимах скоростей в конце крепления

Важной закономерностью, установленной экспериментальным методом, является фиксация положения вальца между рисбермой и максимальной глубиной в воронке размыва независимо от характера распределения скоростей в конце рисбермы. В то же время В. Н. Гончаров [13] считает, что валец распространяется

до конца воронки размыва, а между ним и транзитным потоком имеется непрерывно пульсирующий пограничный слой. Начинается этот слой у рисбермы, а заканчивается в месте сопряжения воронки размыва с зоной общего размыва нижнего бьефа (рис. 3.9).

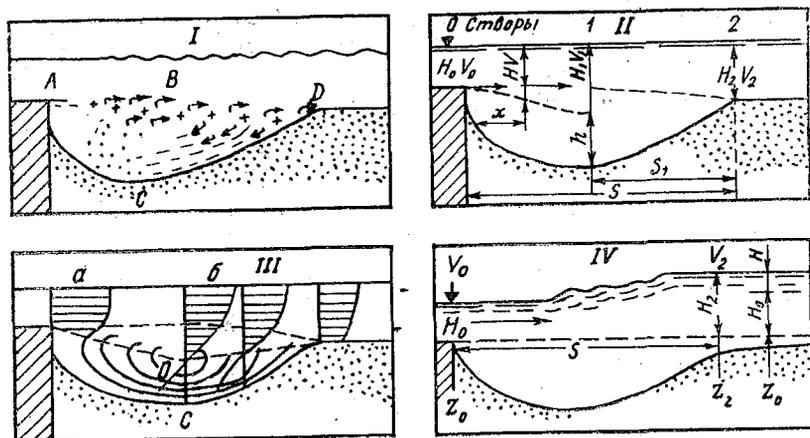


Рис. 3.9. Кинематическая структура потока в воронке размыва по В. Н. Гончарову

I — схема водоворота, крестами показана зона образования вихрей; II — схема размещения расчетных створов; III — эпюры скоростей в конце рисбермы (а) и в центре воронки размыва (б); IV — схематическое изображение изменения уровней по длине воронки размыва

Стабилизация воронки размыва обычно наступает после длительного воздействия потока. Например, в лабораторных исследованиях, проводившихся при постоянных расходах воды и постоянных уровнях ниже зоны местного размыва, продолжительность экспериментов достигала 500 часов.

Структура потока в зоне размыва непрерывно изменяется и в значительной мере зависит от его начальной турбулизации.

Так, К. С. Попова [26], обобщая результаты своих экспериментов, проведенных в диапазоне изменения удельных расходов воды ($q = 0,212 - 0,853 \text{ см}^2/\text{с}$), приводит графики распределения скоростей в различных створах воронки размыва (рис. 3.10), отмечая, что при большой турбулизации потока пограничный слой может распространяться на всю глубину потока.

Она также считает, что в пределах турбулентного слоя в воронке размыва распределение скоростей неравномерное как по глубине потока, так и вдоль него. Однако если все эпюры скоростей на участке от рисбермы до конца водоворота представить в относительных координатах, то они совместятся в один универ-

сальный профиль (рис. 3.11), который может быть описан зависимостью Шлихтинга

$$\frac{u - u'_0}{u'_0 - u_k} = (1 - \eta^{3/2})^2,$$

где u_k — максимальное значение скорости в водовороте, обратной по направлению основному потоку; $\eta = y/y_c$; y — расстояние от поверхности до точки с расчетной скоростью u ; y_c — расстояние от точки, где $u - u'_0 = 0,5(u'_0 - u_k)$.

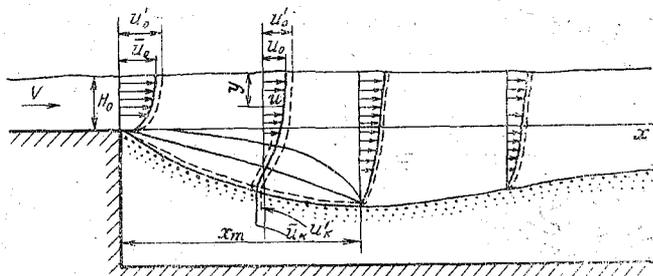


Рис. 3.10. Схема образования вальца и эпюры скоростей в воронке размыва по К. С. Поповой

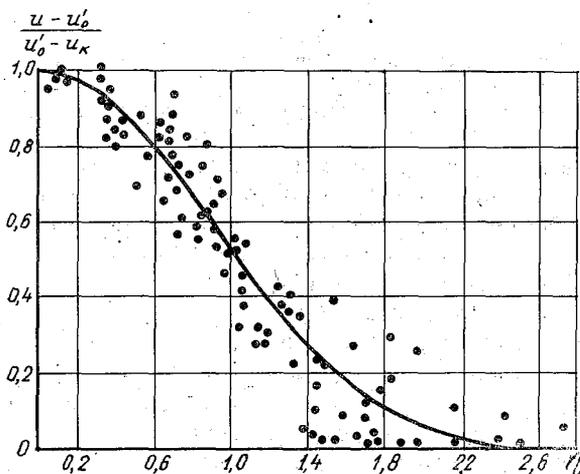


Рис. 3.11. Универсальный профиль относительных мгновенных скоростей

Рассмотрим более детально характер распределения скоростей в воронке размыва. При равномерном движении потока, сходящего с рисбермы, в воронке размыва между концом рисбермы и створом наибольшей глубины наблюдается сложная эпюра ско-

ростей, сформировавшаяся под влиянием вальца, образовавшегося за рисбермой в результате отрыва струи (рис. 3.8, а). Скорости потока от поверхности плавно уменьшаются до нуля, а затем в придонной области изменяют направление на обратное.

Ниже створа наибольшего размыва эпюра скоростей трансформируется в эпюру, которая хорошо описывается логарифмическим законом.

Существенно отличен характер изменения скоростей в воронке размыва при донном режиме (рис. 3.8, в). Эпюра скоростей потока в конечном створе рисбермы сложно деформирована. Максимум скоростей наблюдается у дна. Такой характер распределения скоростей сохраняется в транзитном потоке и в начальных створах воронки размыва. Однако эпюра скоростей в этих створах под влиянием вальца еще больше усложняется. В ее нижней части наблюдаются скорости обратного направления. Вниз по течению, вплоть до створа с максимальной глубиной размыва, верхняя часть эпюры скоростей значительно трансформируется, приближаясь к их распределению описываемому логарифмическим законом. Ниже этого створа эпюра выравнивается по всей глубине потока. Отрицательных скоростей нет, что объясняется отсутствием вальца в этой зоне.

При поверхностном режиме в конце крепления эпюра скоростей характеризуется наличием больших градиентов по глубине потока (рис. 3.8, б). Максимум скоростей находится на его поверхности. В воронке размыва, так же как и в двух предыдущих случаях, эпюра сложно трансформируется. В придонной области наблюдаются скорости обратного направления, обусловленные наличием вальца. Такой характер распределения скоростей сохраняется примерно до створа, где наблюдается глубина наибольшего размыва. Ниже этого створа эпюра скоростей выравнивается. Скорости по всей глубине потока имеют положительные значения.

Таким образом, при всех трех режимах движения потока в конце крепления, в воронке размыва непосредственно за рисбермой возникает валец, простирающийся до створа с глубиной наибольшего размыва. Различия в эпюрах скоростей в воронке размыва при трех режимах потока обусловлены различием эпюр скоростей в конце крепления и размерами вальца на верховом откосе и, в конечном итоге, степенью гашения энергии потока на рисберме.

В то же время В. Н. Гончаров в процессе своих экспериментов наблюдал изменение направления движения транзитного потока, когда последний прижимался ко дну воронки размыва, выходящая из нее сформировавшийся там валец. Это явление кратковременно, но сопровождается интенсивным размывом дна и смещением глубины наибольшего размыва к рисберме.

Над прижатым ко дну основным потоком возникает надвинутый прыжок (рис. 3.12). Его начальная кромка быстро продвигается к рисберме. Еще до того как она достигнет рисбермы транзитный поток отрывается от дна, отгоняет прыжок, и вновь восстанавливается обычный режим сопряжения.

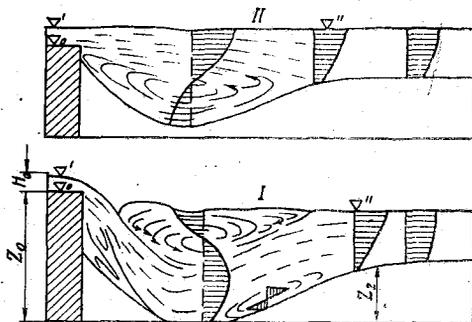


Рис. 3.12. Эпюры скоростей при поверхностном и донном режимах движения транзитного потока в воронке размыва по В. Н. Гончарову: I — донный режим; II — поверхностный режим

Расчет параметров воронки местного размыва

Как вытекает из приведенного выше анализа, значения параметров воронки размыва зависят от большого числа определяющих факторов: скоростей потока, сходящего с рисбермы, грунтов, слагающих русло реки, вида применяемого крепления, степени гашения избыточной энергии потока и других факторов. Все это приводит к тому, что в настоящее время теоретическое решение задачи отсутствует, а имеется довольно много частных эмпирических формул, предложенных различными авторами.

Рассмотрим методику расчета разработанную во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и рекомендованную для проектных расчетов в системе Министерства энергетики и электрофикации СССР. Эта методика применима для расчетов местных размывов нескальных грунтов за рисбермами средненапорных плотин, заканчивающихся зубом или ковшом, при равномерном распределении расходов воды по ширине водосливного фронта и равенстве ширины отводящего канала ширине рисбермы.

Основной характеристикой стабилизированной воронки размыва является максимальная глубина потока, которая определяется по зависимости

$$H_0 = \mu \frac{q}{v_n} \quad (3.12)$$

Формулу (3.12) рекомендуется применять для определения максимальной глубины местных размывов как несвязных (однородных и неоднородных), так и связных грунтов. Коэффициент μ учитывает увеличение размывающей способности потока за счет повышения турбулентности, возникающей при сопряжении бьефов. Его расчет выполняется по эмпирическим формулам, полученным на основе лабораторных данных, в зависимости от числа Фруда в конце рисбермы и других параметров

$$\mu = 0,87 + 3,25 Fr_1 + 0,3 M, \quad (3.13)$$

где $M = u'_0 / v$ — параметр турбулентности в конце рисбермы или в ковше; u'_0 — максимальная пульсационная скорость; Fr_1 — число Фруда в конце рисбермы.

Значение M также определяется по эмпирическим формулам в зависимости от длины крепления рисбермы и ряда параметров гидравлического прыжка.

Расчет критических скоростей для однородных грунтов рекомендуется выполнять по формуле Ц. Е. Мирцхулавы

$$v_c = \lg 8,8 H/k_5 \sqrt{\frac{2m}{0,44 \rho n} [(\rho_1 - \rho) g k + 2 C_{yn}^H \alpha']]} \quad (3.14)$$

или по графической зависимости, приведенной на рис. 3.13. Здесь v_c — срывающая средняя скорость потока; m — коэффициент, учитывающий влияние наносов, находящихся в коллоидном состоянии; n — коэффициент, учитывающий увеличение усилий за счет пульсационного характера скоростей; α' — коэффициент,

учитывающий неоднородность наносов; $C_{yn}^H = \frac{1,75}{10^8 k}$ — усталостная прочность на разрыв (при $k > 0,25$ мм силами сцепления пренебрегают); $C_{yn}^H \approx 0,035 c$; c — среднее нормативное сцепление грунта.

Для несвязных разнородных по крупности грунтов в равномерном потоке необходимо учитывать влияние отмостки. Расчет рекомендуется выполнять, если $k_5/k_{95} > 5$. В качестве размывающих скоростей ($v_{отм}$) в этом случае следует принимать средние скорости потока, при которых заканчивается естественная отмостка русла крупными частицами.

Глубина размыва в этом случае меньше рассчитанной на основе значения критической средней срывающей скорости v_c , а величина расчетной скорости $v_{отм}$ больше v_c , ее рекомендуется определять по выражению

$$v_{отм} = \left[k_M^{(k_{кр}/H)^{0,75}} - 0,008 \frac{1 - k_M}{k_M} \lg \frac{H}{k_{кр}} \right] v_k, \quad (3.15)$$

где $k_M = \frac{100 - p}{100}$ — доля крупных частиц содержащихся в смеси;

p — весовое содержание частиц более мелких, чем частицы крупной фракции; $k_{кр}$ — расчетный размер крупных фракций наносов; v_k — средняя критическая скорость потока, для однородных грунтов определяемая по формуле (3.14).

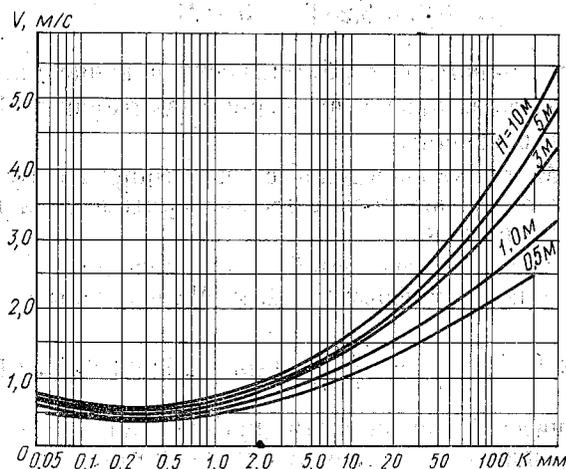


Рис. 3.13. График для определения неразмывающих скоростей для несвязных грунтов в зависимости частиц и глубины потока

Другой важной расчетной характеристикой является глубина размыва в конце жесткой рисбермы. При превышении его критического значения необходимо выполнить ряд дополнительных работ по креплению рисбермы, в частности крупным камнем, в противном случае последняя может быть разрушена.

Глубину размыва в конце жесткой рисбермы $H_{рс}$ рекомендуется определять по следующей эмпирической зависимости:

$$H_{рс} = h_0 \left[\frac{0,4 h_{кр}}{h_2} (1 + M) - 0,1 \right], \quad (3.16)$$

где $h_0 = \frac{q}{v_c}$ — глубина, соответствующая срывающей скорости;

$h_{кр} = \sqrt{\frac{aq^2}{g}}$ — критическая глубина; h_2 — глубина в конце рисбермы.

Глубина за воронкой размыва определяется по формуле, аналогичной (3.12), т. е.

$$h_H = q/v_{k_1}. \quad (3.17)$$

В случае залегания в русле однородных несвязных грунтов критическая скорость определяется по одной из расчетных формул (3.14 и др.) и средней крупности грунта.

При наличии неоднородных грунтов в русле реки расчет выполняется также по формуле (3.17), но в качестве расчетной (k_p) принимается не средняя крупность, а крупность грунта, зависящая от относительного весового содержания в нем крупных частиц $\epsilon_1 = \frac{100-p}{p}$, степени неоднородности грунта, характеризуе-

мой отношениями $\epsilon_2 = \frac{k_{95}}{k_5}$ и $\epsilon_3 = \frac{k_{кр}}{k_{мк}}$, и приведенная в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Расчетные крупности грунта, используемые для определения глубин за воронкой размыва

k , мм	$\frac{k_5}{k_{95}}$	$\frac{k_{кр}}{k_{мк}}$	k_p
< 0,15	20	6	k_c
0,15—0,25	25—35	6—10	k_9
0,25	55	15	$k_{кр}$

Здесь k_{95} и k_5 — крупности частиц, мельче которых в смеси содержится 95 и 5% частиц по весу; $k_{кр}$, $k_{мк}$ — средние крупности соответственно крупной и мелкой фракций; p — весовое содержание частиц более мелких чем частицы крупной фракции (в %).

Значение k_9 рекомендуется определять при разбивке кривых гранулометрического состава наносов на 10 интервалов по формуле

$$k_9 = \left(\frac{\sum_{i=1}^{10} k_i^x}{10} \right)^{1/x}$$

где $k_1 = \frac{k_0 + k_{10}}{2}$; $k_2 = \frac{k_{10} + k_{20}}{2}$; $k_{10} = \frac{k_{90} + k_{100}}{2}$; $x = 4,0 - 2,8 A$;

$$A = \frac{k_{100} - k_{кр}}{k_{100} - k_{мк}}$$

Расстояние от конца крепления рисбермы до створа с максимальной глубиной в воронке размыва l_p определяется с помощью табл. 3.3.

Таблица 3.3

Относительные расстояния l_p/h_p от конца крепления до створа максимального размыва

u'_0 / v_k	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3—0,8
l_p / h_p	5,5	5,0	4,5	3,8	3,5

Здесь $v_k = q/h_k$ — скорость, соответствующая критической глубине; u'_0 — максимальная пульсационная скорость в конце крепления.

Таким образом, приведенный анализ показывает, что расчет параметров местного размыва выполняется по эмпирическим формулам, степень надежности которых определяется физическим обоснованием рабочей гипотезы, объемом и качеством экспериментов и величиной диапазона изменения определяющих параметров в них.

3.5.3. Методы расчета деформации русел в нижних бьефах гидроузлов

После относительной стабилизации воронки местного размыва осветленный поток, поступающий с рисбермы, практически не захватывая частиц наносов из воронки размыва, поступает в нижний бьеф. Его скорости при этом больше критических неразмывающих, что приводит к общему размыву нижнего бьефа и, как следствие, к увеличению глубин до значений, при которых средние скорости потоков становятся равными критическим неподвижным. Зона размыва при этом постепенно смещается вниз по течению реки.

Увеличение глубин в нижнем бьефе обычно сопровождается уменьшением сопротивлений движению потоков и, как следствие, понижением уровней. Этот процесс приводит к увеличению уклонов водной поверхности потока в зоне местного размыва и увеличению скоростей транзитного потока, что приводит к активизации процесса местного размыва, увеличению глубин и других

параметров воронки размыва. Это, в свою очередь, приводит к дальнейшему увеличению глубин ниже воронки размыва и еще большему понижению уровней, а следовательно, и к дальнейшему увеличению уклонов водной поверхности.

Как указывалось, процесс размыва будет продолжаться длительное время, пока на него не окажут воздействие такие факторы, как достижение базиса эрозии, выходы коренных, трудно-размываемых пород, вынос крупных наносов притоками и другие факторы, либо увеличивающие поступление наносов в русло реки, либо препятствующие его размыву.

Для ряда водопотребителей (гидроэнергетика, водозаборы, судоходство, мостовые переходы и другие) необходим правильный прогноз деформаций русла для обеспечения нормальной эксплуатации как самого гидроузла, так и других водохозяйственных объектов, расположенных в нижнем бьефе. Поэтому рассмотрим методы расчета и прогноза русловых деформаций и понижений уровней воды в нижних бьефах речных гидроузлов. Эти методы могут быть подразделены на две группы: гидроморфологические и гидродинамические.

Гидроморфологические методы основаны на гидроморфологическом подходе к теории русловых процессов и корреляционных гидроморфометрических зависимостях между гидравлическими характеристиками потоков, морфометрическими характеристиками русел и пойм и характеристиками грунтов их слагающих. Как правило, эти зависимости получают на основе исходной информации на участке реки, находящейся в бытовом режиме, на котором проектируется гидроузел, или его аналоге по типу руслового процесса и другим параметрам.

Гидродинамические методы основаны на решении системы уравнений одномерной модели взвесенесущего руслового потока, замыкаемой с помощью тех или иных допущений и эмпирических зависимостей.

По строгости теоретического обоснования и отражению физической сущности явлений, определяющих русловые процессы, на данном этапе развития более предпочтительными являются методы гидродинамического направления. Однако эти методы не учитывают многие специфические особенности русловых процессов, в частности, особенности морфологического строения русла и пойм на расчетном участке.

Гидроморфологические методы, хотя и уступают гидродинамическим в части физической обоснованности, но в то же время довольно полно учитывают специфику особенностей морфологического строения русел и пойм на расчетном участке и в ряде случаев могут быть весьма эффективными.

Противопоставление этих методов на данном этапе их развития нецелесообразно, так как они дополняют и развивают друг друга. Поэтому дальнейшие проработки по этой проблеме необходимо направить на разработку теории русловых деформаций,

происходящих под влиянием гидроузлов, объединяющих положительные стороны обоих направлений.

Используемая в методах гидромеханического направления система основных уравнений в наиболее общем виде весьма громоздка. Ее решение представляет серьезные, а в некоторых случаях непреодолимые трудности, ввиду значительной сложности процесса русловых переформирований и зависимости его от большого числа факторов. Эта система существенно упрощается при рассмотрении русловых потоков, насыщение которых наносами характеризуется концентрацией, не превышающей 1—1,5%, и в предположении равенства скоростей поступательного движения наносов и воды.

В качестве примера рассмотрим систему уравнений для бесприточного участка, предложенную А. Б. Векслером:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial (\alpha_b v)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\alpha_K v^2}{2g} + y_n + h \right] + \frac{\alpha_s v \rho_1 q_s}{\rho g F} = I; \quad (3.18)$$

$$\frac{\partial [F(1-S)]}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial (FS)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_s; \quad (3.20)$$

$$\rho_1 q_s = \rho_{rp} \frac{\partial F}{\partial t} \Big|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0}. \quad (3.21)$$

Здесь и далее приняты следующие условные обозначения: y_n и y_n — отметки дна и свободной поверхности потока; $h = y_n - y_n$ — глубина потока; $Q = (1-S)vF$ — расход воды; $Q_s = \alpha_s SvF$ — расход наносов; S — концентрация наносов; α_s — корректив расхода наносов, учитывающий неравномерность распределения местных концентраций наносов по живому сечению; q_s — расход на единицу длины потока соответственно притока или оттока наносов, происходящего при массообмене ими между потоком и руслом; ρ_1 и ρ_{rp} — плотность соответственно наносов и грунта, слагающего русло; x — продольная координата; I — уклон трения.

При решении системы уравнений (3.18) — (3.21) в качестве начальных условий (при $t=0$) должны быть заданы геометрические и гидравлические характеристики руслового потока на всей длине исследуемого бьефа. Необходимыми (но недостаточными) граничными условиями в начальном створе (створе гидроузла $x=0$) должны быть гидрографы сброса в нижний бьеф жидкого и твердого расходов.

Для реализации приведенной системы уравнений, описывающих в наиболее общей постановке задачу расчета деформаций

русла, требуется установление расхода q_s , входящего в зависимость (3.20) и (3.21) и определяющего массообмен наносами между потоком и руслом.

В большинстве методов расчета русловых деформаций нижних бьефов гидроузлов решение системы уравнений (3.18—3.21) осуществляется с помощью ряда допущений. Рассмотрим эти допущения.¹

Наиболее сложный и малоизученный вопрос о массообмене между потоком и руслом решается, как правило, с помощью первого допущения, основанного на предположении о равенстве твердого стока при зарегулированном и незарегулированном режимах реки либо о соответствии расхода наносов Q_s транспортирующей способности потока G . Это допущение может привести к погрешностям, которые трудно оценить без сопоставления с данными натурных наблюдений.

Вторым, впервые четко сформулированным М. А. Великановым, является допущение о пренебрежимо малом влиянии нестационарности концентрации наносов на деформации русла по сравнению с изменением расходов наносов по длине потока. Это, наиболее часто применяемое допущение, приводит к тому, что в уравнениях (3.19), (3.20) или (3.18), (3.21) член $\frac{\partial (FS)}{\partial t}$ приравни-

вается нулю. Этим нарушается взаимосвязь баланса массы обеих сосуществующих в потоке фаз и по существу утверждается формальная независимость уравнений (3.19) и (3.20), что хотя и приводит к нестрогости математической модели рассматриваемого процесса, является тем не менее удобным для применения сравнительно простого математического аппарата.

Как правило, допущения I и II принимаются одновременно, а уравнения (3.20) и (3.21) заменяются одним уравнением, называемым различными авторами или уравнением баланса наносов, или уравнением деформации русла:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{\rho_{гр}}{\rho_1} \frac{\partial F}{\partial t} \Big|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0} \quad (3.22)$$

При схематизации живого сечения русла в виде прямоугольника с площадью $F=Bh=B(y_n - y_d)$, где B — ширина русла, справедливо равенство

$$\frac{\partial F}{\partial t} \Big|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0} = h \frac{\partial B}{\partial t} + B \frac{\partial h}{\partial t} \Big|_{\frac{\partial y_n}{\partial t} = 0} = 0.$$

¹ Анализ допущений выполнен на основе монографии А. Б. Векслера и В. М. Доненберга.

Обычно с целью упрощения как самих уравнений, так и последующего их решения принимается допущение III о возможности пренебречь изменением площади живого сечения за счет изменения ширины

$$\left(h \frac{\partial B}{\partial t} \ll B \frac{\partial h}{\partial t} \right).$$

Это допущение справедливо для весьма широких русел ($h \ll B$) при $\frac{\partial B}{\partial t} \approx \frac{\partial y_n}{\partial t}$ и для русел с трудноразмываемыми берегами

$$\frac{\partial B}{\partial t} \ll \frac{\partial y_n}{\partial t}.$$

Одновременное использование допущений I—III позволяет привести уравнение (3.20) к виду

$$\frac{1}{B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = - \frac{\rho_{rp}}{\rho_1} \frac{\partial y_n}{\partial t}, \quad (3.23)$$

наиболее часто применяемому в рассмотренных ниже методах.

3.5.4. Гидродинамические методы расчета деформации русел в нижних бьефах гидроузлов

Гидродинамические методы расчета деформации русел, сложенных несвязными грунтами

Перейдем к рассмотрению конкретных методов расчета деформации русел в нижних бьефах гидроузлов. Большинство известных в настоящее время методов расчета преобразуют систему уравнений (3.18)—(3.21) с помощью различных допущений и предположений, степень обоснованности и глубина проработки которых и является отличительной особенностью того или иного метода.

В первую очередь рассмотрим методы, предложенные И. И. Леви, которые являются наиболее показательными с точки зрения используемых допущений и применяемых аналитических средств. Он использует систему уравнений гидравлики неустановившегося потока (Сен-Венана), дополненную уравнением баланса наносов (3.23).

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_x v^2}{2g} + y_n + h \right) = -I, \quad (3.24)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial t} = 0. \quad (3.25)$$

В первом методе И. И. Леви упрощение этой исходной системы осуществлено введением следующих дополнительных допущений:

— допущение IV о пропуске в нижний бьеф постоянного за расчетный промежуток времени расхода воды, что соответствует замене уравнения (3.25) неразрывности жидкой фазы уравнением

$$Q = \text{const}; \quad (3.25^1)$$

— допущение V — отметки дна y_d и глубины h потока предполагаются непрерывными функциями продольной координаты x ;

— допущение VI — русло предполагается сложным на большую глубину однородным по длине расчетного участка материала.

После преобразований системы уравнений (3.24), (3.25) И. И. Леви приводит ее решение к решению системы уравнений в дифференциальных характеристиках, численное интегрирование которых позволяет получить зависимости изменения во времени отметок дна $y_d = y_d(t)$ в соответствующих сечениях $x = x(t)$.

Уравнения (3.24) и (3.25) названы И. И. Леви уравнениями медленно изменяющегося потока, поскольку его неустановившийся характер обусловлен только деформацией русла при постоянном расходе воды.

Отметим, что допущение о постоянстве расхода воды эквивалентно предположению о неизменности живого сечения потока во времени $\partial F / \partial t = 0$. При использованном допущении III это означает, что уровни свободной поверхности в точности следуют за деформацией дна, что, в свою очередь, может иметь место главным образом при бурном режиме потока.

Второй метод И. И. Леви, предложенный им для спокойных потоков, основан на дальнейшем упрощении исходной системы уравнений введением еще двух допущений:

— допущение VII о пренебрежимо малом значении члена $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$ в уравнении (3.18); по существу это допущение не может

рассматриваться как самостоятельное, поскольку оно непосредственно следует из допущения IV; действительно при $Q = \text{const}$,

$$\frac{\partial F}{\partial t} = \frac{\partial (Q/v)}{\partial t} = - \frac{Q}{v^2} \frac{\partial v}{\partial t}, \text{ а так как } \partial F / \partial t = 0, \text{ то и } \partial v / \partial t = 0;$$

при этом уравнение (3.24) принимает вид

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_K v^2}{2g} + y_d + h \right) = -I; \quad (3.24^1)$$

— допущение VIII о неизменности уровня свободной поверхности воды за расчетный промежуток времени, т. е. $\partial y_n / \partial t \approx 0$. Этим допущением накладывается ограничение на выбор расчетных интервалов времени, которые не должны быть слишком ве-

лйки, чтобы погрешности от замены уравнений (3.24) и (3.25) уравнениями (3.24¹) и (3.25¹) не превосходили заданной точности расчета.

Строго говоря, допущения VII и VIII противоречат друг другу. Это видно из того, что допущение VII предполагает неизменность живого сечения в процессе деформации, т. е. при $h \frac{\partial B}{\partial t} = 0$ (до-

пущение III) $\frac{\partial y_{\Pi}}{\partial t} = \frac{\partial y_{\Delta}}{\partial t}$, в то время как согласно VIII предполагается $\partial y_{\Pi} / \partial t \approx 0$ при $\partial y_{\Delta} / \partial t \neq 0$. С уменьшением продолжительности расчетного интервала времени влияние этого противоречия на результаты расчета ослабляется.

Решение уравнений (3.23), (3.24) и (3.25¹), преобразованных в дифференциальное уравнение в частных производных первого порядка

$$\frac{\partial y_{\Pi}}{\partial x} + F_1 \frac{\partial y_{\Delta}}{\partial t} = -F_2, \quad (3.26)$$

И. И. Леви сводит к интегрированию вспомогательной системы обыкновенных дифференциальных уравнений в симметричной форме:

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{F_1} = -\frac{dy_{\Pi}}{F_2}, \quad (3.27)$$

из которой следует:

$$t + c_1 = \int F_1 dx, \quad (3.28)$$

$$t + c_2 = - \int \frac{F_1}{F_2} dy_{\Delta}. \quad (3.29)$$

Нахождение корней системы (3.28), (3.29) осуществляется графоаналитическим способом.

В уравнениях (3.26)–(3.29) приняты следующие обозначения:

$$F_1 = \frac{\rho_{\text{гр}} (h^3 - h_{\text{кр}}^3) B}{\rho Q h f'_v(h)}; \quad F_2 = I; \quad h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

критическая глубина потока; $F_1, F_1/F_2$ — функции, определяемые используемой в расчетах формулой транспортирующей способности потока $g_b = \rho_1 g B f(v) = \rho_1 g Q f(h)$, c_1 и c_2 — некоторые функции независимых переменных x и t . Связь между c_1 и c_2 находится из начальных условий.

Отсутствие авторских рекомендаций по учету осветления потока вследствие задержки наносов водохранилищем в рассмотренных методах И. И. Леви и других авторов сильно затрудняет проведение расчетов русловых преформирований в нижних бье-

фах, требует принятия расчетчиком волевых решений, которые, в конечном итоге могут идти в разрез с общими аналитическими построениями авторов.

Основные положения некоторых известных в настоящее время методов расчета деформаций русла (Тиннэй, Комура и Саймонс, В. А. Скрыльников, Аксой и другие) имеют много общего с аналитическими приемами второго метода И. И. Леви. Отличия касаются главным образом рекомендаций по определению транспортирующей способности потока, способов учета разнородности грунта и пропуска наносов в нижний бьеф.

Система уравнений (3.23), (3.24¹) и (3.25¹) используется в качестве исходной в подавляющем большинстве существующих в настоящее время методов расчета деформации русла. При этом все отмеченные выше несоответствия, связанные с использованием допущений IV—VIII, не устраняются, как не устраняется и нестрогость математической модели явления, заключающаяся в совместном рассмотрении уравнений (3.24¹), (3.25¹) гидравлики потока в недеформируемом русле с уравнением (3.23), характеризующим деформацию русла.

Применение конечно-разностного подхода (иногда его называют балансовым) к решению уравнения деформации русла предполагает разбивку расчетного бьефа на участки, характеризующиеся либо незначительным изменением гидравлических и геометрических параметров, что позволяет осреднить эти параметры по длине и считать участок призматическим, либо однонаправленным изменением этих параметров, позволяющих применить линейный закон их изменения в пределах участка. Расчетный гидрограф при этом схематизируется разбивкой на ступени с постоянным расходом в течение более или менее продолжительного интервала времени. Конечно-разностные методы, предложенные различными авторами, отличаются друг от друга в основном рекомендациями по определению транспортирующей способности потока, по назначению длин расчетных участков и продолжительности расчетных интервалов времени. При этом конечно-разностный подход к решению задачи реформирования русла делает ненужным использование допущения V и несколько ослабляет значение допущения VI в части возможности учета изменения характеристик грунта по глубине.

Одним из наиболее часто употребляемых в настоящее время методов расчета является метод К. И. Россинского и И. А. Кузьмина, нашедший особенно широкое применение в институте Гидропроект имени С. Я. Жука. В основе этого метода лежит решение уравнения (3.23), записанного в конечных разностях, с использованием уравнений (3.24¹) и (3.25¹), причем уравнение (3.24¹) упрощается (допущение IX) до уравнения равномерного движения Шези-Маннинга:

$$v = \frac{h^{2/3} I^{1/2}}{n}, \quad (3.30)$$

где $I = \frac{\partial y_n}{\partial x}$. Расчет изменения отметок свободной поверхности выполняется по формуле

$$\Delta y_n(t + \Delta t) = \Delta y_{nt} \left(\frac{h_{ct}}{h_{c(t + \Delta t)}} \right)^{10/3},$$

где Δy_n — падение уровня воды на длине Δx расчетного участка; h_c — средняя глубина потока на участке; n — коэффициент шероховатости; индексами t и $(t + \Delta t)$ снабжены величины Δy_n и h , относящиеся соответственно к начальному t и конечному $(t + \Delta t)$ моментам расчетного интервала времени.

В отличие от многих других гидродинамических методов в методе К. И. Россинского и И. А. Кузьмина предполагается использование данных гидрометрических наблюдений для назначения зависимости между твердым расходом и гидравлическими параметрами потока. В качестве величины, определяющей твердый расход, авторы, следуя рекомендациям М. А. Великанова, принимают комбинацию $v/h^{0,33}$. На основании данных о содержании в потоке руслоформирующих фракций, т. е. фракций, представленных в составе донных отложений, авторы строят кривые мутности потока $S = f(v/h^{0,33})$, ограничивающие сверху и снизу поле наблюдаемых точек. Представляя указанную связь в виде двух кривых (рис. 3.14), К. И. Россинский и И. А. Кузьмин полагают, что в условиях размыва эта связь отличается от таковой в условиях отложения наносов, так как в процессе переформирования речного русла происходит изменение гранулометрического состава верхнего слоя донных отложений. Размыв ложа сопровождается выносом относительно мелких частиц и укрупнением состава отложений, в результате чего происходит самоотмостка, и фактическое содержание наносов в потоке оказывается меньше того, которое возможно при данных гидравлических условиях. Напротив, в процессе отложений наносов в потоке остается то предельное количество наносов, которое соответствует полной насыщенности потока, т. е. его транспортирующей способности. Таким образом, верхняя ветвь зависимости $S = f(v/h^{0,33})$ принимается авторами как ветвь отложений, а нижняя — как ветвь размыва. В соответствии с этим при переходе в процессе проведения расчета от одного створа к другому значению S принимается либо по верхней, либо по нижней кривой в зависимости от того, уменьшается или увеличивается при этом параметр $v/h^{0,33}$. Такой подход к определению мутности S , а через нее и твердого расхода $Q_s = SQ$, позволяет считать, что К. И. Россинскому и А. И. Кузьмину удалось в известной степени отказаться от использования допущения I.

Основные предпосылки, положенные в основу метода К. И. Россинского и И. А. Кузьмина, получили дальнейшее развитие в работах И. А. Кузьмина и Л. И. Викуловой, предложивших способ учета боковой эрозии. С этой целью уравнение деформации русла (3.22) было представлено в полном виде, т. е. без использования допущения III:

$$\frac{\rho_1}{\rho_{гр}} \frac{\partial Q_S}{\partial x} = h_{бр} \frac{\partial B}{\partial t} - B \frac{\partial y_d}{\partial t}, \quad (3.31)$$

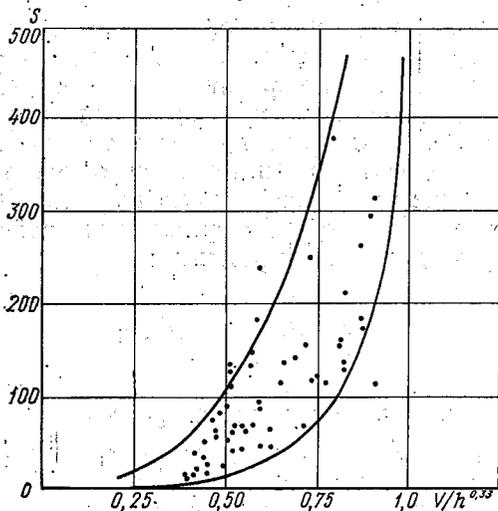


Рис. 3.14. График зависимости между средней мутностью руслоформирующих фракций и величиной $v/h^{0,33}$

а интенсивность боковой эрозии определялась эмпирически установленным соотношением

$$h_{бр} \frac{\partial B}{\partial t} \approx k_1 \frac{Q_S}{B}, \quad (3.32)$$

где $h_{бр}$ — глубина от дна до уровня бровок. Коэффициент k_1 зависит от типа грунтов, слагающих дно и берега русла, и принимает значения от 0,05 в случае однородных среднезернистых грунтов до 0,01—0,05 в случае мелкозернистых заиленных песков. Дополненная таким образом система исходных уравнений позволяет решать задачу расчета русловых переформирований с учетом боковой эрозии.

Помимо метода К. И. Россинского и И. А. Кузьмина в проектной практике иногда используется метод А. В. Караушева, также основанный на решении в конечных разностях уравнения дефор-

мации русла. Определение твердого расхода осуществляется в этом методе с помощью предложенной автором формулы транспортирующей способности (см. допущение I). Метод снабжен рекомендациями по выбору длин расчетных участков и продолжительности расчетных интервалов времени, достаточно прост и удобен при проведении расчетов, в особенности в тех случаях, когда объем данных натуральных наблюдений за твердым стоком исследуемой реки оказывается недостаточным, а движение наносов происходит преимущественно во взвешенном состоянии.

Помимо методов, в которых определение деформации русла осуществляется путем интегрирования при тех или иных допущениях полной системы дифференциальных уравнений наносонесущего потока с деформируемыми границами, имеется ряд приближенных методов, в которых для расчета деформации русла осветленным в водохранилище потоком исходное русло схематизируется в виде призматического канала шириной B , а уравнение баланса наносов применяется в форме, являющейся интегралом уравнения (3.23) по длине зоны размыва:

$$\frac{\rho_{гп}}{\rho_1} dW = g_{s_0} dt, \quad (3.33)$$

где dW — объем размывого грунта за время dt ; g_{s_0} — транспортирующая способность потока за пределами зоны размыва, где движение предполагается равномерным, а насыщение потока наносами — соответствующим его транспортирующей способности.

В виде (3.33) уравнение баланса наносов используется в третьем методе И. И. Леви, предложенном им для предварительной оценки понижения уровня нижнего бьефа, и в методе В. Н. Гончарова. Система допущений, используемых в этой группе методов, дополняется допущением X об установлении в начальном створе зоны размыва глубины h_1 , соответствующей неразмывающей (И. И. Леви) или срывающей (В. И. Гончаров) скорости, и сохранении этой глубины в течение всего времени общего размыва. Следствием принятия этого допущения является устанавливаемое после первоначального размыва и достижения глубины равенство понижения отметок дна и свободной поверхности в створе гидроузла:

$$\Delta y_{п} = \Delta y_{д} = \Delta y.$$

И. И. Леви считает допустимым в первом приближении назначать профиль размывого дна в виде прямой линии с обратным уклоном (рис. 3.15) и, исходя из этого, определяет объем размыва, распространяющегося к моменту времени Δt , исчисляемому

с момента пуска гидроузла в эксплуатацию, до створа, удаленного от гидроузла на расстояние x , выражением

$$\Delta W = \frac{B}{2} [(h_1 - h_0)(x - x_1) + \Delta y x], \quad (3.34)$$

где h_0 — первоначальная глубина потока в створе гидроузла; x_1 — длина участка местного размыва ($x_1 = 200-500$ м); Δy — понижение уровня воды в створе гидроузла, определяемое из уравнения (3.24¹). Время Δt , необходимое для размыва, определяется подстановкой (3.34) в уравнение (3.33), записанное в конечных разностях.

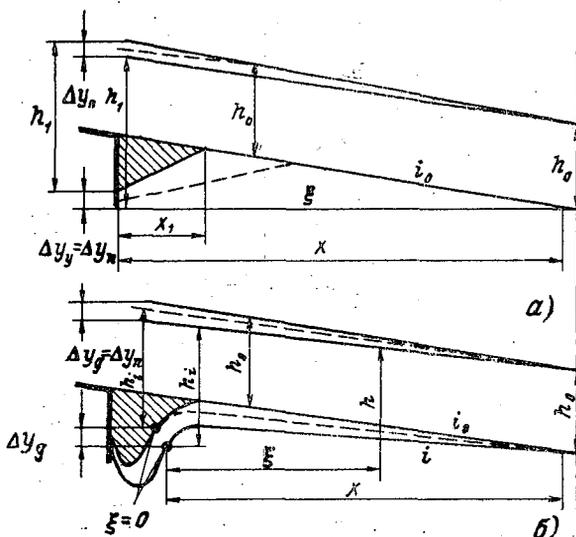


Рис. 3.15. Схема распространения общего размыва в нижнем бьефе по методам И. И. Леви (а) и В. Н. Гончарова (б)

Несмотря на непритязательность третьего метода И. И. Леви и кажущуюся его грубую приближенность, он получил распространение в проектной практике благодаря своей простоте и наглядности. При скудной информации о расчетном русле, которой, к сожалению, часто приходится ограничиваться, названные преимущества становятся решающими, тем более, что в этом случае приходят в соответствие схематичность и приближенность метода с ограниченностью и приближенностью исходных данных.

Ограничивая на этом краткий обзор методов, условно названных гидродинамическими, подчеркнем, что основным принципом построения таких методов является совместное решение упрощенных в разной степени дифференциальных уравнений гидравлики одномерного потока в сочетании с уравнениями баланса на-

носов и транспортирующей способности потока. Рассмотренные методы предназначены для расчета деформации русел, сложенных несвязными грунтами (песками, гравием, галькой и другими).

*Гидродинамические методы расчета деформации русел,
сложенных связными грунтами*

Как уже указывалось, разработка методов расчета деформаций русел при связных грунтах затруднена сложностью определения критических размывающих скоростей и в конечном итоге недостаточной изученностью агрегатного состояния самих связных грунтов. В то же время продукты размыва связных грунтов обычно не переоткладываются в русле, а переносятся потоками в водоприемники или откладываются на поверхности пойм, в основном в их понижениях, при затоплении пойм паводочными водами. Именно поэтому методы расчета деформаций русел, сложенных связными грунтами, в нижних бьефах гидроузлов также разработаны недостаточно, да и количество этих методов крайне ограничено.

Рассмотрим в качестве примера методику расчета, предложенную Ц. Е. Мирцхулавой и основанную на использовании размывающей способности потока. Оценка интенсивности размыва, происходящего в связном грунте, выполнена с учетом зависимости (3.21), а размывающая способность потока (P_p), действующего на дно, сложенное связными грунтами, определяется по зависимости

$$P_p = 0,0000064 f k \left(\frac{v}{v_n} - 1 \right), \quad (3.35)$$

где f — средняя частота пульсации донной скорости, определяемая по формуле $f = 0,73 v/h$; v_n — средняя критическая неподвигающая скорость, определяемая по нормативным таблицам, например по Фортье и Скобею (табл. 3.4), или одной из расчетных формул.

Следует отметить, что точность формул для расчета критических скоростей не обеспечивает запросов практики. Большие величины погрешностей обусловлены недостаточным учетом особенностей размыва связных грунтов и, в первую очередь, их резко отличным поведением во влагонасыщенном и в ненасыщенном состояниях.

Так, известны случаи, когда в реках, русло которых сложено глинами или суглинками, размывы в течение многолетнего периода отсутствовали, несмотря на то, что скорости потока были значительно больше критических. В качестве примера можно привести участок реки Оредеж около деревни Батово, где, несмотря на попусковый режим работы вышерасположенной ГЭС, в течение 35 лет деформаций русла не наблюдалось. В то же

время на других реках, находящихся в близких гидрологических и геологических условиях, отметки дна русла уменьшились на величины, превышающие 1 метр.

Таблица 3.4

Неразмывающие скорости течения воды в каналах после «старения» по Фортье и Скобею (для связных грунтов)

Грунт	Скорость, м/с		
	вода без наносов	вода, транспортирующая наносы в коллоидном состоянии	вода, транспортирующая песок, гравий, обломки горных пород
Мелкий песок (неколлоидный)	0,46	0,76	0,46
Песчаный суглинок (неколлоидный)	0,53	0,76	0,61
Наносный суглинок (неколлоидный)	0,61	0,91	0,61
Аллювиальные наносы (неколлоидные)	0,61	1,61	0,61
Обыкновенный твердый суглинок	0,69	1,06	0,69
Вулканический пепел	0,69	1,06	0,69
Мелкий гравий	0,69	1,53	1,14
Глина среднетяжелая (очень коллоидная)	1,14	1,53	0,91
Суглинок с гравием (конгломерат)	1,14	1,57	1,53
Аллювиальные наносы (коллоидные)	1,14	1,53	0,91
Коллоидные наносы с булыжником	1,22	1,68	1,53
Крупный гравий	1,22	1,83	1,98
Булыжник и щебень	1,53	1,68	1,98
Сланцевые глины, ортштейны	1,83	1,83	1,53

С учетом этого замечания приведем в качестве примера формулы, разработанные Ц. Е. Мирцхулавой для расчета критических скоростей в связных грунтах

$$v_n = \left(\lg \frac{8,8 H}{k} \right) \sqrt{\frac{2g (\rho_s - \rho_1) k}{3,5 \rho}}, \quad (3.36)$$

$$v_n = \left(\lg \frac{8,8 H}{k} \right) \sqrt{\frac{2 gm}{2,6 \rho n} \left[(\rho_1 - \rho) k + \frac{1,25 C_{ун}^H \alpha_2}{g} \right]}, \quad (3.37)$$

$$v_c = \left(\lg \frac{8,8 H}{k} \right) \sqrt{\frac{2 gm}{1,3 \rho n} \left[(\rho_1 - \rho) k + \frac{1,25 C_{ун}^H \alpha_2}{g} \right]}, \quad (3.38)$$

где $\rho_3 = \rho_1 + \frac{6 C_{\text{ун}}^H}{\pi g k}$ — эквивалентная фиктивная плотность грунта;

$C_{\text{ун}}^H = 0,035 c$ — предел усталости разрыва связных грунтов, c — сцепление грунта в состоянии полного водонасыщения; $\alpha_2 = 1 - \frac{\beta \sigma}{c_1}$ — коэффициент однородности грунта; σ — среднеквадратичное отношение, β и c_1 — коэффициенты, зависящие от категории сооружения.

Как уже указывалось, в условиях деформации русел, сложенных связными грунтами, вопрос о переотложении продуктов размыва не является определяющим, так как транспорт размываемого материала вполне обеспечивается транспортирующей способностью потока.

3.5.5. Гидроморфологические методы

Как уже указывалось, гидроморфологические методы основаны на установлении корреляционных зависимостей между морфометрическими характеристиками русла, характеристиками грунтов его слагающих и гидравлическими характеристиками потоков. При применении этих методов авторы сталкиваются с двумя осложняющими факторами, которые в той или иной степени, а иногда в завуалированной форме, находятся во всех гидроморфометрических зависимостях.

Первый из них обусловлен недостаточностью исходной информации об участках рек значительной протяженности и, как следствие, вынужденностью использования для расчетных зависимостей исходной информации, полученной по гидрометрическим створам. Это часто приводит к тому, что гидроморфометрические зависимости не отражают всех особенностей процессов, характерных для морфологической пары плес — перекат.

Второй фактор, тесно соприкасающийся с проблемой так называемого руслоформирующего расхода воды, обусловлен недостаточной ясностью вопроса о том, какие морфометрические характеристики русел, и особенно пойм, в гидроморфометрических зависимостях необходимо связывать с гидравлическими характеристиками, соответствующими руслоформирующим расходам воды.

Действительно, процесс формирования русел происходит практически при всех расходах воды, соответствующих скоростям, большим критическим. В то же время для составления гидроморфометрических зависимостей в расчетах обычно используют гидравлические параметры потока, проходящего в пределах уровней, соответствующих отметкам бровок прирусловых валов. Более того, в настоящее время нет точного определения понятия руслоформирующий расход, хотя оно широко используется в специальной литературе.

Еще сложнее вопрос о гидроморфометрических зависимостях для пойм. Известно, что уровням затопления пойм, как правило, соответствуют максимальные расходы воды примерно 50%-ной обеспеченности. Однако поймы формируются не только при максимальных расходах воды, но и при меженных, когда наблюдаются их плановые деформации. К тому же все морфометрические характеристики пойм более интенсивно, чем для русел, изменяются по длине реки. Использование понятия «пойменный массив» и соответственно морфометрических характеристик для него не облегчает положения, так как они также имеют исключительно сложный характер изменения по длине и ширине.

Несмотря на эти трудности, гидроморфометрические зависимости довольно широко распространены и с учетом разработок В. И. Антроповского [2], установившего, что постоянные в этих зависимостях определяются типом руслового процесса, могут быть с успехом использованы для ориентировочных расчетов деформаций в нижних бьефах гидроузлов.

При расчетах деформации русел в нижних бьефах гидроузлов делается допущение о том, что морфометрические характеристики русла для вновь формирующегося под воздействием регулирования гидроузлами стока, будут связаны с гидравлическими такими же соотношениями, как и в бытовых условиях.

Следует отметить, что отдельные гидроморфометрические зависимости используются и в гидродинамических методах для замыкания системы уравнений (3.18) — (3.21).

Большинство гидроморфометрических методов аналогично по используемой схематизации приближенным гидродинамическим методам, предусматривающим замену исходного русла по всей расчетной длине бьефа каналом постоянного сечения. Как правило, расчет ведется в предположении, что в процессе общего размыва в нижнем бьефе устанавливается некоторый устойчивый уклон русла, определяемый из морфометрических соотношений. Объем деформации определяется толщиной слоя смыва Δy_d , длиной зоны размыва x_0 и шириной B_c размываемого русла.

В методе С. Т. Алгунина и И. А. Бузунова расчет деформаций русла нижнего бьефа основан на двух положениях: а) для условий пропуска катастрофического расхода паводка Q_k ; б) для условий пропуска среднемноголетнего максимального расхода \bar{Q} за период интенсивного движения донных наносов. Исходя из этого объем призмы размыва

$$\Delta W = \frac{1}{2} \Delta y_d B_c x_0 \quad (3.39)$$

вычисляется по морфометрическим соотношениям, различным для каждого из рассматриваемых предположений, поскольку входящие в (3.39) параметры: B_c — ширина полосы смыва и x_0 — длина зоны размыва являются функциями либо Q_k , либо \bar{Q} и соответствующих глубин потока и уклонов свободной поверхности в раз-

мытом русле. Характеристики размытого русла выражены через его параметры в бытовом состоянии, а кривая свободной поверхности размытого русла принимается в виде кривой спада, аппроксимируемой параболой второй степени для узкого русла и третьей степени — для широкого.

Время размыва русла на длине x определяется из уравнения (3.33) делением объема призмы размыва, вычисленного по (3.39), на сток донных наносов среднего по водности года в бытовых условиях.

Не останавливаясь на самих морфометрических зависимостях, используемых в методе С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова, отметим, что большинство формул носит чисто эмпирический характер.

В последнее время в методах гидроморфологического направления наметилась явная тенденция к использованию морфометрических зависимостей, отвечающих принципам теории размерностей. Эта тенденция делает практически неуловимой грань между приближенными гидродинамическими и некоторыми гидроморфологическими методами. Таковы, в частности, методы В. А. Скрыльникова и И. А. Шнеера.

Отказавшись по сути дела от рассмотрения уравнений движения воды, В. А. Скрыльников представляет кривую свободной поверхности в размытом мелкопесчаном русле в виде кубической параболы и получает зависимости, определяющие длину распространения размыва

$$x = 3 \frac{h_1 - h_0}{I_0 - I_p} \left(\sqrt{1 - \frac{4}{3} \frac{\Delta W}{B (h_1 - h_0)^2} (I_0 - I) - 1} \right) \quad (3.40)$$

и понижения уровня воды по длине размываемого бьефа

$$\Delta y_n = \frac{1}{3} (I_0 - I_p) x \left(1 - \frac{\xi}{x} \right)^3, \quad (3.41)$$

дающие решение поставленной задачи путем подстановки в них значения ΔW , определенного по (3.33) при заданном Δt , и гидравлического уклона в размытом русле I_p , определенного по одной из гидроморфологических зависимостей (например, С. Т. Алтунина или А. С. Вавилова); ξ — продольная координата, отсчитываемая от конца воронки местного размыва.

Не останавливаясь на анализе других многочисленных методов расчета этой группы, перейдем к общей оценке гидроморфологических методов. Отметим, что используемая в них схематизация русла не позволяет (как и в приближенных гидродинамических методах) учитывать возможность отложения наносов в результате снижения скоростей на расширяющихся участках русла, а также перемещение в виде гряд отложенного материала, вынесенного потоком за пределы зоны размыва. В связи с тем что на размыв указанных отложений и их дальнейшее перемещение тратится значительная доля энергии потока, данные, полученные

расчетами по гидроморфологическим методам, могут оказаться несколько завышенными по объему размыва и вызванному им понижению уровней нижнего бьефа.

Анализ возможности применения ряда методик к расчету деформаций нижних бьефов гидроузлов выполнен А. Б. Векслером и В. М. Доненбергом [8] на основе информации по нижнему бьефу Новосибирской ГЭС. Как отмечают авторы расчетов, привлечение материалов по Новосибирской ГЭС нельзя признать удачным из-за наличия в нижнем бьефе крупных карьерных разработок. Поэтому авторы при обобщении материалов расчетов делают весьма осторожные выводы, но все-таки считают, что наиболее близки к натурным данным результаты расчетов по методике К. И. Россинского и И. А. Кузьмина.

По-видимому, эту проблему нельзя считать решенной окончательно. Необходима более детальная проверка и оценка разработанных методик на более совершенных и качественных материалах по ряду гидроузлов.

3.5.6. Особенности процесса формирования пойм и экологические последствия русловых деформаций в нижних бьефах гидроузлов

Деформации русел в нижних бьефах гидроузлов на равнинных реках, как правило, происходят десятки, а иногда и сотни лет. Основной их причиной является резкое уменьшение поступления наносов, оседающих в водохранилищах, при сохранении скоростей потоков, превышающих их критические значения. Эти деформации заключаются в однонаправленном врезе русла и понижении отметок уровней дна. При этом мутность воды также резко уменьшается. Так, С. Л. Вендров [9] приводит данные о средне-многолетней мутности р. Дона на входе в Цимлянское водохранилище, равной 186 г/м^3 , и ниже плотины ГЭС — $3,5 \text{ г/м}^3$. Причем, Вендров подчеркивает, что происходит и качественное изменение состава взвешенных наносов. Вместо мелких илистых и гумусовых частиц они состоят из песчаных фракций. Поэтому даже при затоплении пойм в период попусков на них откладываются песчаные частицы, что снижает продуктивность пойм по сравнению с бытовыми условиями.

Врезание русла и следующая за ним сработка уровней обычно приводит к снижению уровней грунтовых вод, а следовательно, и к уменьшению их запасов в маловодные периоды.

В связи с регулированием стока водохранилищами пики паводков снижаются и паводочные воды на ряде рек не затопляют поймы, что приводит к их остепнению и необходимости орошения. Однако орошение также не компенсирует уменьшения продуктивности пойм из-за отсутствия мелких гумусовых частиц, приносимых паводками в бытовых условиях. Так, Вендров приводит пример остепнения ранее высокопродуктивной поймы р. Иртыша,

вызвавшей необходимость специальных попусков Бухтарминской ГЭС. Весьма значительные попуски производятся из водохранилищ Волгоградской и Куйбышевской ГЭС с целью обеспечения нерестилищ рыб и продуктивности Волго-Ахтубинской поймы. Эти попуски производятся в ущерб энергетике.

В Казахском научно-исследовательском институте энергетики провели детальные наблюдения по реализации проектов восстановления биологической продуктивности поймы р. Иртыша на участке ниже Бухтарминской ГЭС. В период наполнения водохранилища (1960—1963 гг.) прекратилось затопление пойменных лугов, которое было основой их урожайности. Продуктивность этих лугов сократилась с 17 до 3—4 ц/га из-за прекращения их обводнения.

Такое положение привело к необходимости сельскохозяйственных попусков из водохранилища Бухтарминской ГЭС в ущерб энергетике. Теоретическая «схема» таких попусков, основанная на теории трансформации паводочной волны при ее совмещении с паводками основных притоков на этом участке рек Убы и Ульбы, была разработана в ГГИ. Несмотря на приближенный характер «схемы» и ряд ее недостатков, она была реализована при проведении попусков в 1962, 1964—1982 гг.

Первый попуск 1962 г. не привел к затоплению поймы, но его опыт позволил резко повысить эффективность попусков в последующий период.

Основные результаты попусков приведены в табл. 3.5. Анализ данных этой таблицы показывает, что, несмотря на большие энергетические потери, только в 1964 г. урожайность лугов достигла и даже несколько превысила соответствующую в естественных бытовых условиях. Это объясняется тем, что пойма перед попуском четыре года отдыхала и в 1964 г. были израсходованы запасы питательных веществ, накопленных поймой в предыдущий период. В последующие 1965—1972 гг. урожайность лугов составляла только 58—87% их естественной продуктивности. Это обусловлено резким уменьшением поступления питательных веществ при попусковом затоплении пойм по сравнению с их естественным затоплением, а также частичным заболачиванием и переувлажнением лугов. Пойма как аккумулятор плодородия сама регулировала и гарантировала свое плодородие. В условиях пуска пойма подвержена в первую очередь регулярному «ударному» воздействию волны пуска, осветленные массы воды которого «раскачивают» плодородный слой и бесполезно вымывают из озер и углублений накопившийся годами ил.

Таким образом, следует отметить, что попуски для восстановления продуктивности пойменных лугов вполне оправданы как временная мера, но из-за ряда негативных последствий для интенсификации сельскохозяйственного производства на поймах целесообразно перейти на регулярное орошение пойменных земель с одновременной их мелиорацией.

Основные данные по попускам из Бухтарминского водохранилища
в 1964—1972 гг.

Год	Объем стока в период попуска				Максимальные площади затопления, тыс. га		Урожайность		
	продолжительность попуска, сутки	объем попуска из водохранилища, км ³	средний расход попуска, м ³ /с	объем стока рек Ульбы и Убы, км ³	объем стока за полновье в створе р. Шулбы, км ³	общая площадь	в т. ч. общая площадь луговых угодий	по отчету сельхозуправления, ЦГА	% от естественного сбора сена, урожайная тыс. т.
1964	23	2,61	1320	8,45	9,48	317	232,0	17,7	104
1965	18	1,91	1230	4,92	5,07	238	168,0	13,5	80
1966	19	1,66	1000	8,50	13,70	370	242,5	14,8	87
1967	21	2,73	1500	2,69	6,54	264	180,0	9,2	55
1968	24	3,00	1450	3,92	9,86	338	233,0	10,1	60
1969	21	2,47	1360	6,85	8,17	338	235,8	14,8	87
1970	17	2,58	1760	2,50	6,79	249	167,0	11,5	68
1971	18	2,85	1900	7,11	13,80	309	218,0	14,3	85
1972	22	2,98	1760	6,01	13,15	340	227,0	—	—

Примечание. В 1965 г. попуск произведен в два такта с перерывом в 16 дней — с 16.04 по 1.05.

Однонаправленное врезание русла в нижнем бьефе приводит к снижению базиса эрозии притоков, что, в свою очередь, приводит к врезанию их русел, т. е. к изменению типа русловых, а следовательно, и пойменных процессов, и существенному уменьшению затопляемости пойм.

Таким образом, в нижних бьефах ГЭС из-за направленных деформаций размыва русла основного водотока и его притоков, как правило, происходит увеличение площадей их сечения, а следовательно, и пропускной способности. Это приводит к значительному уменьшению частоты и продолжительности затопления пойм, что в совокупности с уменьшением мутности приводит к уменьшению количества наносов, отлагающихся на них. Помимо этого, нередко происходит смена типа руслового процесса, приводящая к замене плановых деформаций высотными.

В последние годы в связи со строительством и эксплуатацией ГЭС, расположенных на реках, протекающих в суровых климатических условиях, особенно остро встала проблема затопления пойм зимними паводками. Действительно, регулирующие водохранилища, накапливая воду в паводочный период, существенно увеличивают летний и зимний сток. Пропуск высоких зимних расходов воды при сечении реки, забитом льдом и шугой, происходит при низких зимних коэффициентах k_z , что часто приводит к затоплению пойм.

Рассмотрим эту проблему более детально на примере Красноярской ГЭС, где в 1968—1974 гг. были проведены специальные исследования пропуска повышенных, с учетом аварийной нагрузки, расходов воды (3500 м³/с).

В нижнем бьефе ГЭС формируется полынья, размеры которой зависят от суровости зимы, режима пусков ГЭС, температуры воды, поступающей из водохранилища, и от объемов и температуры промышленных вод, сбрасываемых предприятиями, расположенными ниже ГЭС. На Красноярской ГЭС минимальные размеры полыньи в период наблюдений с 1968 по 1974 гг. изменялись от 50—70 км в суровую зиму 1968—1969 гг. (при $Q = 1200—1500$ м³/с) до 140 км в 1970—1974 гг. (обычные зимы). Наибольшие размеры полыньи, достигающие 300 км, наблюдаются в марте.

В условиях пускового режима работы ГЭС, когда расходы воды изменяются в значительных пределах от 1200 до 3500 м³/с, происходит взлом кромки льда и забивка русла льдом и шугой, что вызывает максимальное повышение уровней воды, затопление пойм и поселков, расположенных на них.

Расчеты зимних коэффициентов, выполненные в Гидропроекте, показали, что их значения не превышают наблюдающихся в бытовом режиме (табл. 3.6).

Как показали исследования института Гидропроект, зимние коэффициенты при увеличении расходов воды до 3000 м³/с практически не зависят от последних, что объясняется зажорными явлениями и перемещением кромки льда при изменении температуры воздуха и расходов воды. При расходах воды от 3000 до 4000 м³/с выявлена слабая зависимость зимних коэффициентов от расходов воды. Однако коэффициент корреляции этой зависимости мал, а среднее квадратическое отклонение велико. Кроме того, данные измерений расходов воды у пос. Атаманово в полынне несколько выше кромки льда показали, что значения зимних коэффициентов близки к 0,30 из-за подпора от льда и шуги.

Таблица 3.6

Минимальные значения зимнего коэффициента

Пост	Месяц					
	XI	XII	I	II	III	IV
Атаманово	<u>0,21</u>	<u>0,22</u>	<u>0,17</u>	<u>0,17</u>	<u>0,18</u>	<u>0,25</u>
	—	<u>0,29</u>	<u>0,29</u>	<u>0,32</u>	<u>0,47</u>	—
Павловщина	—	<u>0,16</u>	<u>0,21</u>	<u>0,26</u>	<u>0,28</u>	<u>0,33</u>
	—	<u>0,24</u>	<u>0,27</u>	<u>0,22</u>	<u>0,18</u>	—
Залив	<u>0,15</u>	<u>0,15</u>	<u>0,25</u>	<u>0,28</u>	<u>0,31</u>	<u>0,33</u>
	—	<u>0,23</u>	<u>0,17</u>	<u>0,22</u>	<u>0,22</u>	—
Казачинское	<u>0,15</u>	<u>0,17</u>	<u>0,21</u>	<u>0,21</u>	<u>0,22</u>	<u>0,29</u>
	—	<u>0,22</u>	<u>0,25</u>	<u>0,23</u>	<u>0,26</u>	—

Примечание. В числителе — бытовые условия, в знаменателе — пусковой режим.

Все это привело к необходимости принять для расчетов уровней воды зимнего периода минимальные, близкие к естественным значения зимних коэффициентов.

Таким образом, в зимний период проектировщики вынуждены решать обратную задачу, т. е. рассчитывать уровни затопления пойм по расчетным значениям пусковых расходов воды, минимальным значениям зимних коэффициентов и кривой расходов воды летнего периода.

По данной методике выполняются расчеты для ряда ГЭС, расположенных в суровых климатических условиях (Саяно-Шушенской, Бурейской, Вилюйской и других).

Недостатками методики являются недоучет русловых деформаций, обусловленных как общим размывом нижнего бьефа, так

й зажорно-заторными явлениями, и ориентировочные значения зимних коэффициентов. Однако какая-либо другая более совершенная методика расчета зажорных уровней в условиях попускового режима работы ГЭС автору неизвестна. По-видимому, разработка такой методики, являющейся крайне важной в условиях строительства ГЭС на реках, протекающих в зоне с суровыми климатическими условиями, — дело ближайшего будущего.

Рассмотрим другие проблемы, возникающие при возведении регулирующих водохранилищ. Одной из наиболее острых проблем является снижение рыбопродуктивности рек. В первую очередь, это обусловлено тем, что плотины гидроузлов, перегораживая реки, закрывают проходным рыбам доступ к местам нерестилищ. Различные приспособления, применяемые для улучшения пропуска рыб (рыбоходы, рыбоподъемники и другие) пока малоэффективны.

Нерестилища многих видов рыб располагаются на затопляемых поймах. Если же последние не затопляются, то рыбам необходимо приспособляться к изменившимся условиям. При этом значительная их часть гибнет. Помимо этого, различные пойменные озера и другие пониженные части пойм, часто соединяющиеся с руслом различными протоками, являются хорошими местами выгула мальков рыб.

Действительно, если сравнить рыбопродуктивность таких величайших сибирских рек, как Обь и Енисей, имеющих близкую водность, то рыбопродуктивность Оби до зарегулирования ее стока была примерно в десять раз больше рыбопродуктивности Енисея. Это объясняется тем, что Обь имеет широкие, до 50 км, затопляемые продолжительный период времени поймы. В то время как на Енисее поймы небольшие, да и затопляются они непродолжительный период времени.

Резкое понижение уровней, достигающее на некоторых реках 1,5—2,0 м, вызывает трудности с эксплуатацией ряда важных гидротехнических сооружений: водозаборов, водовыпусков, причалов и других. Действительно, водозаборы при низких уровнях обнажаются, и требуются капитальные работы, чтобы восстановить такие сооружения.

Довольно большие затруднения вызывает сработка уровней для судоходства. Так, например, на участке р. Волги от Городца до Горького, длиной около 54 км, для обеспечения судоходства в период до заполнения водохранилища Чебоксарской ГЭС ежегодно вынималось до 10 миллионов м³ грунта. Несмотря на такие большие объемы, достичь необходимых транзитных глубин в маловодные периоды не представлялось возможным, и поэтому речные суда преодолевали этот затруднительный участок в период специальных пусков из водохранилища Горьковской ГЭС.

Имеется и гидрологический аспект проблемы, обусловленный существенным падением уровней из-за русловых деформаций.

Действительно, при значительных падениях уровня воды в нижних бьефах их отметки в маловодные периоды становятся меньше отметок нулей графиков. Таким образом, отсчеты уровней в этот период становятся отрицательными, несмотря на то что отметки нулей графиков назначаются на 0,5 м ниже наинизших уровней.

4. ВОЗДЕЙСТВИЕ НА РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ И ДРУГИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Русловые деформации, вызываемые сооружением мостовых переходов

4.1.1. Общие положения

Интенсивное дорожное строительство вызвало необходимость совершенствования методики расчета мостовых переходов. Действительно, протяженность автомобильных и железных дорог в настоящее время все возрастает и измеряется сотнями тысяч, а в США даже миллионами километров. Они пересекают большое количество различных водотоков — от мелких временных до больших рек. Известно, что в среднем на 0,8—1,0 км дороги приходится одно водопропускное сооружение (труба, мост или мостовой переход).

Надежность водопропускных сооружений обеспечивает бесперебойность работы автомобильных и железных дорог, что имеет исключительно большое значение, особенно в отдаленных районах Крайнего Севера и Дальнего Востока. Так, остановка движения на такой магистрали, как Транссибирская железная дорога, за счет нарушения снабжения различных промышленных предприятий может привести к значительному ущербу для народного хозяйства. Поэтому резко возросли требования к точности и надежности методов расчета водопропускных сооружений.

Учитывая ограниченный объем данного пособия, изложим лишь методы расчета русловых деформаций, возникающих при возведении мостовых переходов и оценим влияние последних на процессы формирования русел и пойм.

Чем же отличаются мостовые переходы от других водопропускных сооружений?

Мостовые переходы включают в себя мосты, пойменные подходы (дамбы или эстакады), высоководные регуляционные сооружения у моста и низководные — в русле, если необходимо его выправление. При их проектировании через реки с поймами рекомендуется строить только один мост через основное русло реки, перекрывая поймы дамбами, допуская при этом расчистку или уширение русла за счет прилегающей к нему части поймы. Строительство двух мостов (одного через русло, а другого через про-

току на пойме) допускается в исключительных случаях, когда необходимо обеспечить работу водозаборов, рыбного хозяйства и других водопользователей.

Положение мостовых переходов определяется направлением трассы дорог, но, учитывая, что переходы являются наиболее дорогостоящими сооружениями, обычно на основе крупномасштабных картографических или аэрофотосъемочных материалов разрабатывается несколько вариантов мостовых переходов. Окончательный вариант их расположения принимается на основе технико-экономических расчетов. Ось моста, как правило, назначают перпендикулярно оси русла, если по нему проходит 70% и более максимального расхода воды расчетной обеспеченности, и перпендикулярно оси поймы, если по ней проходит $\geq 70\%$ максимального расчетного расхода воды. Как исключение, допускается строительство переходов под различными углами к осям русла и поймы. Однако такие варианты считаются наименее благоприятными из-за косоструйности течения и, как следствие, различных осложнений с пропуском льда, увеличением деформаций размыва и другими неблагоприятными явлениями.

Выбор типа и размеров сооружений мостовых переходов также определяется на основе технико-экономических расчетов с учетом стратегических, архитектурных и других особых условий их строительства. Ограничим задачу рассмотрением только особенностей гидравлики потоков и русловых деформаций, возникающих под влиянием мостовых переходов.

Все мостовые переходы в той или иной степени стесняют паводочные потоки, перераспределяют удельные расходы воды по ширине русла, тем самым увеличивают средние на вертикалях скорости потока, что приводит к нарушению динамического равновесия между потоком и руслом, сложившегося в бытовых условиях. Помимо этого, изменение гидравлики потока, вызываемое дамбами, перекрывающими поймы, может привести, и довольно часто приводит, к резко выраженной косоструйности течений и излишней концентрации удельных расходов воды на отдельных участках русла, вызывающей так называемый сосредоточенный размыв, оказывающий негативное воздействие на устойчивость и надежность работы мостовых опор.

Необходимо отметить, что все виды русловых деформаций уменьшают устойчивость, а следовательно, и надежность работы мостовых опор. Поэтому изучение процесса деформаций с целью разработки надежной методики расчета глубин размыва у мостовых опор является одной из важнейших задач. Большинство аварий, приводящих к разрушению мостов, обусловлено русловыми деформациями, что свидетельствует о несовершенстве некоторых методов их расчета. Это, в первую очередь, обусловлено сложностью происходящих процессов, влиянием большого числа определяющих факторов и недостаточностью надежной исходной информации.

При проектировании мостовых переходов в настоящее время учитывается три вида русловых деформаций: бытовые, общий размыв подмостовых русел и местный размыв у опор мостов. Таким образом, величина расчетной глубины размыва h_p определяется по формуле

$$h_p = h_b + h_{об} + h_m, \quad (4.1)$$

где h_b — наибольшая глубина размыва за счет бытовых деформаций; $h_{об}$ и h_m — соответственно наибольшие глубины общего и местного размывов.

Все три вида деформаций обусловлены различными причинами, поэтому и методы их расчета имеют существенные отличия.

В предыдущих главах приведен анализ причин возникновения и методов расчета бытовых деформаций, а также методов их прогноза на различные периоды заблаговременности. Поэтому ограничимся только замечанием о том, что для учета бытовых деформаций в настоящее время рекомендуется гидроморфологический метод оценки русловых процессов, разработанный в ГГИ и позволяющий составлять фоновые прогнозы русловых деформаций за период большой заблаговременности. По этой методике определяется наибольшая глубина за счет бытовых деформаций в створе мостового перехода, которая и принимается для расчета глубин заложения всех мостовых опор, находящихся в русле реки.

4.1.2. Общий и сосредоточенный размывы в зоне мостовых переходов

Стеснение потока подходными насыпями существенно изменяет его режим в районе перехода, создавая резко выраженное неравномерное движение. При пропуске потока через сжатое сечение — створ мостового перехода, перед мостом часть кинетической энергии потока переходит в потенциальную, образуя предмостовой подпор. Выше участка с предмостовым подпором скорости в русле меньше бытовых, что приводит к уменьшению твердого расхода, поступающего из этой зоны. Ниже участка с предмостовым подпором скорости потока возрастают, принимая наибольшее значение в подмостовом сечении. Таким образом, удовлетворяются два необходимых условия образования общего размыва под мостами: превышение фактической скорости потока над размывающей для частиц грунта, воспринимающего силовое воздействие потока; дефицит наносов, выражающийся в нарушении равенства твердого расхода, поступающего и выносимого из-под мостового сечения.

По мере размыва подмостового сечения и увеличения его площади уменьшаются скорости потока под мостом, в результате чего может нарушаться одно из необходимых условий формирования общего размыва. Наиболее распространенным видом стабилизации (прекращения) общего размыва является динамическое равновесие количества наносов, поступающих к подмостовому сечению и выносимых из него. Такой вид стабилизации размыва

наблюдается под мостами, перекрывающими русла, которые на зарегулированном участке водотока сложены одинаковыми по составу несвязными грунтами. Количественная оценка глубины потока при динамическом равновесии наносов определяется по различным эмпирическим формулам, полученным на основе равенства фактической и критической скоростей потока. Последние рассчитываются по одной из формул, типа (3.14) или, например, формуле В. Н. Гончарова:

$$v_c = \left(\lg \frac{8,8 H}{k_s} \right) \sqrt{\frac{2g (\rho_1 - \rho) k}{1,75 \rho}} \quad (4.2)$$

Для связных грунтов по расчетным формулам (3.36—3.38) или специальным таблицам, например, табл. 3.4 или другим.

Динамическое равновесие количества наносов представляет собой происходящий в незарегулированных руслах процесс переноса в придонном слое донных (влекомых) наносов с постоянным градиентом вдоль потока. Донные наносы в отличие от взвешенных составляют материал для формирования русловых образований. Поэтому при нарушении динамического равновесия будут происходить размывы или намывы русла.

Если из зоны подпора донные наносы не поступают или их размер намного мельче частиц грунта, подстилающих расчетный створ мостового перехода, то стабилизация размыва наступает при равенстве фактической скорости v и размывающей v_p для частиц грунта под мостом.

Расчет размывов по условию $v = v_p$ необходим в случаях: когда русло сложено связными грунтами, поскольку наносы в нем переносятся только во взвешенном состоянии, когда мост расположен на пойменном участке с одернованным верхним слоем; наконец, когда при значительном подпоре движение донных наносов в зоне подпора прекращается.

К рассмотренным условиям формирования общего размыва при дефиците наносов может относиться и обнажение в процессе размыва в подмостовом сечении более крупного материала, чем в верхнем наносном слое. В этом случае условие стабилизации размыва зависит как от гидравлических условий, так и от крупности обнажаемого нижележащего грунта. Если обнажаемый грунт крупный, то стабилизации размыва будет соответствовать условие $v_p = v_{pm}$ (v_{pm} — размывающая скорость потока для обнажаемого нижележащего грунта). Если он относительно мелкий, а сверху поступают наносы крупностью k , то стабилизация размыва может наступить при динамическом равновесии наносов, поступающих из зоны подпора.

В настоящее время отсутствует единая точка зрения о влиянии наносов, перемещающихся по более крупному грунту, на его сопротивляемость размыву. Так, Ц. Е. Мирцхулава считает, что песчаные наносы примерно в 1,2 раза снижают размывающую

скорость для связных грунтов, а В. Ш. Цыпин [5] считает, что они не уменьшают сопротивляемости грунта размыву.

Рассмотренные условия стабилизации размыва, основанные на равенстве фактических скоростей критическим, предполагают длительное воздействие расчетного расхода. В действительности время воздействия этого расхода ограничено. Оно зависит от формы расчетного гидрографа паводка и составляет доли времени от его продолжительности. Этого времени обычно недостаточно для формирования наибольшей возможной глубины общего размыва, так как уже на спаде паводка скорости потока быстро уменьшаются.

Поэтому имеются рекомендации ряда авторов по учету продолжительности различных фаз паводка в расчетах общего размыва подмостовых русел. При этом для каждого отрезка времени решаются уравнения неразрывности для жидкой и твердой фаз потока совместно с уравнениями транспорта наносов. В качестве расчетного принимают паводок, максимальная ордината которого равна расходу воды заданной обеспеченности. Причем обычный гидрограф стока заменяют ступенчатым. Величину размыва определяют последовательным суммированием размывов на каждой ступени гидрографа.

Расчет общего размыва таким способом из-за его трудоемкости практически возможен только с помощью ЭВМ. В то же время имеется ряд предложений, основанных на анализе результатов таких расчетов на ЭВМ, направленных на их значительное упрощение. В качестве примера можно привести разработки Л. Л. Лиштвана и А. П. Иванчука, которые составили таблицу эмпирических коэффициентов β волноэпифеоз хичноведпоц (17 год) размыва, определяемой по формуле Лиштвана:

$$h = 0,93 \left(\frac{Q'}{B_p \sqrt{g} k^{0,2} \beta} \right)^{0,77}, \quad (4.3)$$

где k — средний диаметр частиц, слагающих русло; Q' — расход воды расчетной обеспеченности; β — безразмерный коэффициент, зависящий от расчетной обеспеченности максимального расхода воды ($\beta=1$ при $p=1\%$).

Коэффициент τ зависит от времени затопления поймы T , объема тела размыва, характеризуемого параметром $0,5 B_p L_p$ (L_p — длина тела размыва) и степени стеснения потока, определяемой отношением полного расхода Q к расходу, проходящему на ширине отверстия моста в бытовых условиях $Q_{мб}$.

Таким образом, практически можно пользоваться формулами для расчета предельных глубин общего размыва русла, вводя коэффициенты τ , учитывающие продолжительность реальных паводков.

Дополнительным фактором, учет которого является обязательным при расчетах глубин размыва, является отмостка или образование

на дне русла слоя крупных частиц после смыва мелких, предохраняющих от выноса из-под него более мелких частиц.

В качестве математического критерия стабилизации размыва может быть использовано следующее выражение:

$$\Sigma f_i = \alpha_c F, \quad (4.4)$$

где Σf_i — сумма проекций площадей крупных частиц на отматываемую поверхность дна, равную F ; α_c — сплошность расположения отматываемых частиц, представляющая собой отношение проекции площадей всех частиц в слое отмытки к площади поверхности, на которой эти частицы расположились.

Таблица 4.1

Значения коэффициентов, учитывающих продолжительность паводка

0,5 $B_p L_p$, тыс. м ²	$\frac{Q}{Q_{mb}}$	Коэффициент τ при числе суток T затопления пойм					
		3	10	15	30	60	150
5—20	1,2	0,93	0,95	0,93	0,98	1,0	1,0
	1,5	0,85	0,93	0,93	0,97	1,0	1,0
	1,8	0,79	0,87	0,90	0,96	1,0	1,0
	2,1	0,74	0,84	0,88	0,95	1,0	1,0
	2,5	0,71	0,82	0,87	0,94	1,0	1,0
20—100	1,2	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	1,0
	1,5	0,82	0,87	0,89	0,93	0,97	1,0
	1,8	0,76	0,83	0,86	0,91	0,96	1,0
	2,1	0,71	0,80	0,83	0,90	0,95	1,0
	2,5	0,67	0,76	0,80	0,88	0,94	1,0
100—300	1,2	0,90	0,92	0,93	0,94	0,96	1,0
	1,5	0,78	0,83	0,85	0,87	0,91	1,0
	1,8	0,71	0,77	0,79	0,83	0,88	1,0
	2,1	0,65	0,72	0,75	0,81	0,87	1,0
	2,5	0,60	0,68	0,72	0,79	0,86	1,0

Большинство исследователей предлагают определять средний диаметр отматываемых частиц как крупность частиц определенной обеспеченности, т. е. как некоторую фиксированную ординату кривой гранулометрического состава наносов.

В последние годы выдвинуто предложение оценки неоднородности грунта по его гранулометрическому составу, но с учетом гидравлических условий потока. При этом в качестве показателя рекомендуется не какая-либо крупность частиц или соотношение крупностей частиц в верхней и нижней частях гранулометрической кривой (k_{95}/k_5 или k_{90}/k_{10}), а вынос из расчетного участка всех фракций грунта.

В этом случае процесс размыва в разнозернистом грунте протекает так же, как в материале с абсолютно однородными частицами, крупность которых равна среднему диаметру разнозернистых частиц. Следовательно, если в потоке не обеспечивается устойчивость самых крупных частиц грунта k , то грунт будет вести себя, как однородный — в нем образуется естественная отстойка. Но в процессе размыва при уменьшении скоростей потока силовое воздействие его иногда оказывается недостаточным для перемещения крупных частиц и грунт начинает работать, как неоднородный.

Граница качественного изменения в процессе размыва представляет собой область по глубине, ограниченную горизонтами, на которых транспортирующая способность потока недостаточна для перемещения самых крупных фракций перерабатываемого материала k_{\approx} и наименьших частиц $k_{\text{мин}}$, входящих в слой отстойки. Силовое воздействие потока на ложе, при котором перестают перемещаться частицы k_M , меньше критического для этих частиц и зависит от соотношения диаметра катящейся частицы и среднего диаметра частиц, слагающих дно. По той же причине частицы $k_{\text{мин}}$ перестают перемещаться при силовом воздействии потока больше критического (для этих частиц), так как к этому времени шероховатость дна будут определять уже частицы крупнее $k_{\text{мин}}$.

На границе «перехода» грунта из однородного в неоднородный — (горизонте накопления отстойки) силовое воздействие потока на размываемое ложе равно критическому для среднего диаметра частиц слоя отстойки. Тогда глубина размыва в неоднородных по крупности грунтах Δh складывается из углубления русла в начальный период размыва до горизонта накопления отстойки Δh_1 , понижения дна ниже горизонта накопления отстойки (толщины слоя накопления отстойки) Δh_2 за вычетом толщины слоя отстойки δ , образующегося при переработке грунта в слое Δh_2 , т. е.

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 - \delta. \quad (4.5)$$

Глубина потока до горизонта накопления отстойки может быть определена из условия равенства фактического силового воздействия потока на размываемое ложе критическому значению этого воздействия, при котором обеспечивается устойчивость отмываемых частиц k_M .

Принимая в качестве критического силового воздействия размывающую скорость v_{pm} для отмачивающих частиц, глубину размыва определяют по эмпирическим формулам.

Так как слой отмостки δ формируется из крупных частиц перерабатываемого грунта, находящегося ниже горизонта накопления отмостки в слое Δh_2 . В конечном счете при сплошности расположения отмачивающих частиц $\alpha_c = 1$ и толщине слоя отмостки в один слой $\delta = 0,7 k_M$, получена глубина потока при стабилизации размыва в неоднородных несвязных грунтах (по данным Цыпина):

$$H = \frac{0,9}{k_c^{0,2}} \left(\frac{q}{\sqrt{g}} \right)^{0,8} + \frac{2}{3} \frac{\rho_k}{\rho_r} 0,7 k_c - 0,7 k_c, \quad (4.6)$$

где k' — содержание по массе в перерабатываемом грунте отмачивающих частиц со средним диаметром k_c ; ρ_r, ρ_k — плотности

соответственно сухого грунта и частиц грунта; $\alpha_n = \frac{k_c}{k'} \sum \frac{m_i}{k_i}$ —

коэффициент неоднородности отмачивающих частиц m_i — содержание по массе i -й фракции крупностью k_i ; α_ϕ — коэффициент формы отмачивающих частиц, принимаемый равным для округлых частиц $\alpha_\phi = 1$ и для частиц пластинчатой формы $\alpha_\phi = 1,1-1,3$.

Вскрыв сущность процессов общего размыва русла, перейдем к рассмотрению наиболее распространенных методов расчета глубин размыва, применяемых в практике проектирования мостовых переходов. Как показывает анализ исследований, расчетная глубина размыва зависит от большого числа определяющих факторов. В общем виде эта зависимость может быть представлена в виде

$$h_{пр} = f(h_6, k, \alpha_1, v_6, \rho_r, k_k, \beta, T \text{ и др.}), \quad (4.7)$$

где $h_{пр}$ и h_6 — глубины в русле после размыва и в бытовых условиях; k — крупность грунтов, слагающих русло; α — коэффициент, характеризующий состав грунта; v_6 — скорость потока; ρ_r — плотность грунта; k_k — коэффициент косины струй; T — продолжительность паводка.

Мостовые переходы, в зависимости от их значения, рассчитывают на максимальные расходы воды различной обеспеченности, которые учитываются с помощью коэффициента β . Значения последнего изменяются от 0,86 до 1,12 (табл. 4.2).

Таблица 4.2

Значения коэффициента β

р %	0,1	0,33	1	2	4	10
β	1,12	1,07	1,0	0,97	0,92	0,86

Аналитическое решение зависимости (4.7) отсутствует, что привело к разработке ряда расчетных эмпирических и полуэмпирических зависимостей. Прежде, чем перейти к анализу наиболее распространенных в практике проектирования формул, необходимо отметить, что сосредоточенный размыв возникает в результате неверных инженерных решений, в частности, при отсутствии или неправильном расположении в плане струенаправляющих дамб. Последние, являясь дорогостоящими сооружениями, возводятся в тех случаях, когда доля пойменного расхода воды $\geq 15\%$ общего максимального расхода воды расчетной обеспеченности. Поэтому, несмотря на то что глубины размыва русел в этом случае могут значительно превышать глубины общего размыва, анализ методов их расчета рассматриваться не будет.

В расчетах общего размыва русел в системе Гипротранса широкое распространение получили методы Л. Л. Лиштвана (для русел простых форм сечений) и И. И. Херхеулидзе (для русел сложных форм сечений).

Рассмотрим в качестве примера метод Лиштвана, в котором размыв подмостового русла рассматривается как процесс формирования нового русла в условиях пропуска по нему увеличенного расхода воды при том же заданном составе грунта. Автор метода считает, что подмостовое русло стабилизируется, когда средняя скорость потока в нем станет равной «скорости динамического равновесия», при которой поступление наносов будет равно их выносу. В качестве расчетного он принимает следующее выражение в неявном виде:

$$v_d = f(h_6, k, H_{\max}), \quad (4.8)$$

где H_{\max} — уровень воды расчетной обеспеченности.

Для нахождения зависимости (4.7) в явном виде Лиштван использовал данные наблюдений по 300 мостовым переходам и получил следующие расчетные уравнения:

при несвязных грунтах

$$v_d = 0,68 k^{0,28} h_6^x \beta, \quad (4.9)$$

при связных грунтах

$$v_d = 0,60 \rho_r^{1,13} h_6^x \beta, \quad (4.10)$$

где x — показатель степени, который зависит от крупности грунтов k (мм) и изменяется от 0,44 до 0,29.

Используя полученные выражения (4.9) и (4.10), а также формулу Шези — Маннинга, то есть пропорциональность скорости глубине в степени $2/3$, Лиштван получает формулу для расчета глубин воды на вертикалях после размыва $h_{пр}$ в следующем виде:

при несвязных грунтах

$$h_{пр} = \left(\frac{m h_{об}^{5/3}}{0,68 k^{0,28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}, \quad (4.11)$$

при связных грунтах

$$h_{\text{пр}} = \left(\frac{m h_{\text{бв}}^5}{0,60 \rho_r^{1,18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}, \quad (4.12)$$

где $m = \frac{Q}{h_{\text{б}}^5 l_{\text{м}} \mu}$ — величина постоянная для данного перехода;

$h_{\text{бв}}$ и $h_{\text{б}}$ — местная на вертикали и средняя по сечению глубины под мостом до размыва; $l_{\text{м}}$ — ширина отверстия моста; μ — коэффициент сжатия потока.

Если русло сложено слоями, состоящими из различных грунтов, то расчет по формулам (4.11), (4.12) выполняется методом последовательного приближения, так как заранее неизвестно, в каком грунтовом слое размыв прекратится.

Подстатками методики Лиштвана, впрочем, как и методики Херхеулидзе, являются допущения о том, что сечение под мостом рассматривается как единое целое без деления его на русловую и пойменные составляющие, а также недоучет продолжительности прохождения расчетного паводка.

Более совершенными методами являются методы расчета общего размыва подмостовых русел, основанные на уравнении баланса наносов. В качестве примера рассмотрим методику, разработанную О. В. Андреевым [4] для руслового и пойменных участков подмостовых русел.

Для пойменных участков отверстий моста он допускает, что в бытовых условиях частички грунта были неподвижны. Следовательно, бытовая скорость течения воды на пойме $v_{\text{бп}}$ меньше критической неразмывающей, т. е. $v_{\text{бп}} < v_{\text{нп}}$. Размыв на этом участке поймы возможен только при условии, что скорость стесненного потока будет больше неразмывающей, т. е. при $v_{\text{сп}} > v_{\text{нп}}$. При размыве поймы глубина будет увеличиваться, что приведет к уменьшению скоростей потока до значений $v_{\text{нп}}$, при которой размыв прекратится.

При малой степени сжатия потока в подмостовом русле скорость течения на пойменном участке возрастет незначительно и может быть равной или даже меньшей неразмывающей. В этом случае размыва пойменного участка не будет.

На основе этих допущений Андреев рекомендовал формулу для расчета глубины размыва $h_{\text{пм}}$ подмостового пойменного участка:

$$h_{\text{пм}} = \beta_{\text{п}} \frac{q_{\text{бп}}}{v_{\text{нп}}}, \quad (4.13)$$

где $\beta_{\text{п}}$ — коэффициент увеличения расхода воды на пойме; $q_{\text{бп}}$ — бытовая расход воды на расчетной пойменной вертикали.

На русловом участке отверстия моста частицы грунта, слагающего русло, перемещаются даже в бытовых условиях, т. е. при

скоростях $v_{бр}$. Поэтому даже в бытовых условиях скорость течения может больше критической размывающей, т. е. $v_{бр} > v_{разм}$.

Следовательно, бытовой скорости течения в русле соответствует определенный расход влекомых наносов, который можно рассчитать по одной из формул (3.10, 3.11 или другим). При увеличении скоростей течения за счет сжатия потока в подмостовом русле транспорт наносов увеличивается, а поступление наносов с вышележащего участка из-за создавшегося подпора, наоборот уменьшается. Это приводит к нарушению баланса наносов в подмостовом русле и, как следствие, к деформациям его размыва.

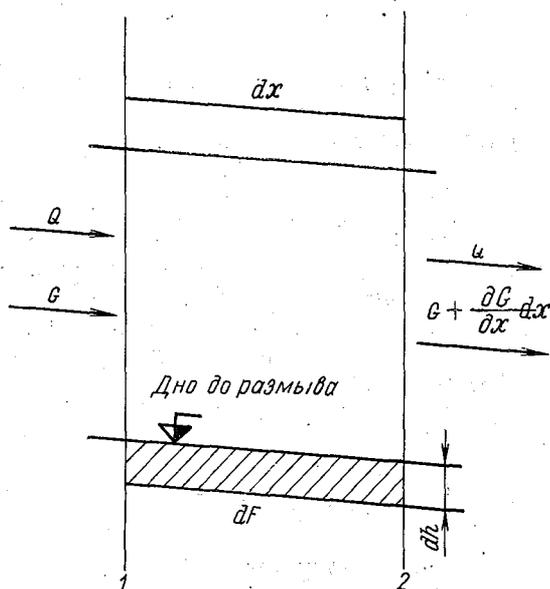


Рис. 4.1. Схема участка размыва, иллюстрирующая балансовый метод

Для вывода расчетного уравнения баланса наносов рассмотрим схематизированный участок подмостового русла (рис. 4.1). Как видно на рисунке, через первый створ на расчетный участок длиной dx поступает расход руслоформирующих наносов G , который является переменным как во времени, так и по длине, т. е. $G=f(t, x)$. Таким образом, за расчетный отрезок времени dt на участок dx поступит масса наносов Gdt .

Через второй створ за это же время dt пройдет увеличенный расход наносов $G + \frac{\partial G}{\partial x} dx$, который вынесет с расчетного участка

наносы массой $\left(G + \frac{\partial G}{\partial x} dx\right) dt$. Это увеличение расхода наносов происходит за счет размыва дна на величину dh . Деформация дна на расчетном участке может происходить как с увеличением его ширины, так и при ее постоянстве. В общем случае за счет размыва произойдет увеличение площади участка на величину dF (рис. 4.1).

По условиям баланса наносов увеличение массы выносимых наносов возможно только за счет размыва дна на расчетном участке на величину dW . Поэтому запишем уравнение баланса в виде:

$$\left(G + \frac{\partial G}{\partial x} dx\right) dt - Gdt = \rho_r \beta dW.$$

Преобразуя это уравнение при $dW = \frac{\partial F}{\partial t} dx dt$ и допуская, что ширина русла остается постоянной, получим

$$\frac{\partial G}{\partial x} = \rho_r \beta \frac{\partial F}{\partial t}, \quad (4.14)$$

где ρ_r — плотность частиц грунта, слагающих русло; β — коэффициент, учитывающий пористость грунта.

Как видно из (4.14), интенсивность изменения площади подмостового русла пропорциональна градиенту расхода руслоформирующих наносов по длине потока.

Для практических расчетов уравнение (4.14) представляют в конечных разностях:

$$\rho_r \beta \frac{\Delta F}{\Delta t} = \frac{\Delta G}{\Delta x} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta x}.$$

Принимая $\Delta F = \Delta h B_p$, получим

$$\rho_r \beta \frac{\Delta h}{\Delta t} = \frac{G_2 - G_1}{\Delta x B_p} = \frac{G_2 - G_1}{\Omega}, \quad (4.15)$$

где B_p — ширина подмостового русла; Ω — площадь деформируемого дна на расчетном участке.

Объем размыва на этом участке равен $dW = \Omega dh$ или в конечных разностях $\Delta W = \Omega \Delta h$.

Как вытекает из (4.15), размыв прекращается при $\frac{\Delta h}{\Delta t} = 0$.

Величину предельной глубины размыва Андреев рекомендует рассчитывать из условия предельного баланса наносов, соответствующего равенству бытового расхода наносов, поступающих с вышерасположенного участка, выносу их из-под моста, т. е. $G = G_m$.

Вводя ряд допущений, О. В. Андреев получает расчетную формулу в следующем виде:

$$h_{pm} = h_{pb} \left(\frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{\frac{m-1}{m+k}} \left(\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{\frac{m}{m+k}} \left(\frac{1 - v_{om}/v_{pm}}{v_{ob}/v_{pb}} \right)^{\frac{1}{m+k}}, \quad (4.16)$$

где v_{ob} , v_{om} — начальные скорости движения наносов, соответственно в бытовых условиях и в подмостовом русле; m и k — показатели степени, величина которых зависит от вида формулы для расчета расходов наносов. Автор рекомендует принимать $m=4$ $k=0,4-0,5$.

С учетом дополнительных допущений Андреев преобразовал формулу (4.16) и рекомендовал ее для расчетов в следующем виде:

$$h_{pm} = h_{pb} \left(\frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{2/3} \left(\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{3/8}. \quad (4.17)$$

Данная методика также не учитывает продолжительности прохождения максимального расхода расчетной обеспеченности и формы паводочного гидрографа. Поэтому в последние годы были предприняты исследования, направленные на выявление влияния продолжительности паводков и формы их гидрографа на величину размыва дна подмостовых русел. Так, Г. А. Федотов [30] на основе анализа данных натуральных наблюдений установил, что при прохождении каждого конкретного паводка определяется три предела размыва: верхний, гипотетический и нижний. Расчетный размыв занимает среди них вполне определенное положение (см. рис. 4.2).

Верхним пределом общего размыва считается размыв, вызываемый реальным расчетным паводком в предположении, что он проходит первым по неразмытому дну. Величина размыва в этом случае зависит от всей совокупности факторов, определяющих общий размыв, но особенно от степени стеснения потока, определяемой в виде отношений $\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}}$ и $\frac{B_{pb}}{B_{pm}}$, а также от продолжительности стояния уровней затопления поймы $t_{п}$. Помимо этих факторов существенное влияние оказывают крупность частиц, слагающих подмостовое русло, и длина зоны размыва перед мостом.

Верхний предел размыва может быть равен или меньше расчетной величины общего размыва. Гипотетическим пределом общего размыва считается общий размыв, вызываемый воздействием многих одинаковых расчетных паводков, следующих один за другим.

Г. А. Федотовым установлено, что величина этого размыва пропорциональна только степени стеснения потока, характеризующейся

мой отношениями $\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}}$ и $\frac{B_{рб}}{B_{рм}}$, и не зависит от продолжительности паводков, крупности наносов и длины зоны размыва. Гипотетический предел обычно меньше нижнего предела общего размыва, но больше, чем верхний предел.

Нижним пределом общего размыва считается размыв при прохождении расчетного паводка с большой продолжительностью стояния максимального уровня. Он зависит лишь от степени сжатия потока $\left(\frac{Q_{рм}}{Q_{рб}} \text{ и } \frac{B_{рб}}{B_{рм}}\right)$.

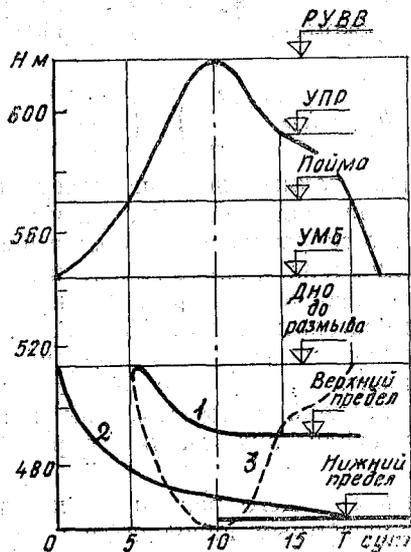


Рис. 4.2. Изменение глубины размыва подмостового русла по Г. А. Федотову. 1 — верхний предел; 2 — нижний предел; 3 — гипотетическое русло

Общий расчетный размыв для опор мостов асимптотически приближается к нижнему пределу. Теоретически время стабилизации размыва равно бесконечности. Практически он занимает промежуточное положение между верхним и гипотетическим пределами, но может и совпадать не только с гипотетическим, а даже и с нижним пределом.

В последние годы разработаны программы расчета на ЭВМ глубины общего размыва под мостом на основе уравнения баланса наносов (4.15), позволяющие определять величину размыва на

любой конкретный год и в перспективе. Методы расчета, приведенные в специальной литературе, вместо реального плавного гидрографа стока используют ступенчатый, по которому расчет выполняется для каждого интервала времени с последовательным суммированием результирующих величин. В частности, в качестве примера можно привести программу «Гидран-3», которая широко применяется при проектировании мостовых переходов в автодорожных проектных организациях.

За рубежом довольно широкое распространение получила так называемая «режимная теория». В ее основу положена совокупность эмпирических уравнений вида

$$B = \alpha_1 Q^{1/2}; \quad h = \alpha_2 Q^{1/3}; \quad T = \alpha_3 Q^{1/6}, \quad (4.18)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ — эмпирические коэффициенты, зависящие от крупности частиц, слагающих русла рек, и других конкретных условий.

С учетом ряда допущений, на основе (4.18) получают зависимость

$$h_{\text{пр}} = h_{\text{др}} \left(\frac{q_{\text{пр}}}{q_{\text{др}}} \right)^{2/3},$$

где индексы «др» и «пр» обозначают, что параметры относятся к периодам до размыва (др) и после размыва (пр).

Таким образом, методы расчета глубин общего размыва основаны на ряде допущений. Поэтому точность их расчетов находится в прямой зависимости от точности и объема исходной информации, использованной для определения значений коэффициентов, входящих в расчетные формулы.

4.1.3. Местный размыв у опор мостов

Опоры мостов, расположенные в руслах и на поймах рек, имеют различную форму как в плане, так и в поперечном сечении. При набегании на них потока в верхней части опоры наблюдается повышение уровня воды (рис. 4.3), отражающее так называемую восстановленную энергию, т. е. ту часть энергии потока, которая под воздействием опоры перешла из кинетической в потенциальную. Последняя и является причиной образования нисходящих течений, увеличивающих свою скорость по мере приближения к основанию опоры, размывающих грунт и переносящих его частицы вниз по течению. Часть этих частиц откладывается непосредственно за опорой.

Помимо этого, из-за местного сжатия скорости потока, обтекающего опору, увеличиваются по ее бокам в 1,7—2,0 раза по сравнению с бытовыми. Такое увеличение скоростей совместно с интенсивными нисходящими течениями приводит к тому, что донные скорости у основания опоры существенно превышают размывающие, в результате чего происходит формирование воронки

размыва (рис. 4.3). Нисходящие струи в воронке размыва, как бы отталкиваясь от дна, изменяют свое направление на встречное по отношению к направлению потока и вблизи дна образуют вихрь (или валец). Этот вихрь с горизонтальной осью вращения подковообразно охватывает опору. Его струи захватывают частицы грунта, большая часть которых выносится за пределы опоры в низовую сторону. Меньшая часть частиц, падая на откос воронки, сползает на ее дно и вновь захватывается вихрем.

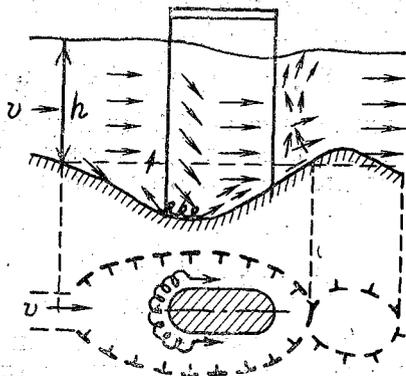


Рис. 4.3. Кинематическая структура потока, обтекающего мостовую опору и схема русловых деформаций около нее

По данным наблюдений размыв русла у боковых граней опоры несколько опережает размыв перед лобовой гранью. Через некоторое время процесс стабилизируется и боковые размывы соединяются с размывами у лобовой грани опоры, где и формируется наибольшая глубина.

Рассмотрим основные факторы, определяющие глубину наибольшего размыва у опор мостов $h_{\text{мр}}$. К таковым, в первую очередь, следует отнести: скорости течения, крупность наносов, слагающих русло, степень сжатия потока, расход и форму перемещения донных наносов, глубину, форму опоры в плане и поперечном сечении, косину струй, форму гидрографа и продолжительность прохождения паводков и ряд других. Таким образом, эта зависимость может быть представлена в общем виде:

$$h_{\text{мр}} = f \left(v, k, \frac{Q_0}{Q_{\text{сж}}}, G, k_{\text{ф}}, k_{\text{к}}, \beta \text{ и др.} \right), \quad (4.19)$$

где $k_{\text{ф}}$ и $k_{\text{к}}$ — коэффициенты, учитывающие форму опоры и косину струй; β — коэффициент, учитывающий форму гидрографа стока и продолжительность стояния высоких уровней.

Рассмотрим более детально влияние некоторых из этих факторов, часть которых является зависимыми, а часть независимыми. Так, например, скорость течения зависит от степени сжатия потока ($Q_6/Q_{сж}$). Естественно, при увеличении степени сжатия потока возрастают и скорости течения, достигая значений, превышающих размывающие. Однако по мере увеличения глубин размыва скорости уменьшаются и при отсутствии влияния других факторов размыв прекращается, если скорость течения становится равной критической для данного грунта.

Особенно интересен анализ влияния расходов наносов с учетом формы их перемещения на глубины размыва у опор мостов. Действительно, размыв может полностью прекратиться, если поступление наносов в воронку размыва будет равно их выносу. Однако донные наносы имеют различные формы перемещения. Так, В. С. Муромов приводит данные лабораторных наблюдений за глубиной воронки размыва при поступлении в нее рифелей (рис. 4.4). Как видно на рисунке, при прохождении гребней рифелей глубины размыва уменьшаются, а подвалий — увеличиваются. В целом же кривая $h_{мп} = f(t)$ при наличии наносов, перемещающихся в донногрядовой фазе, имеет ступенчатую форму и располагается ниже аналогичной кривой, но полученной при отсутствии

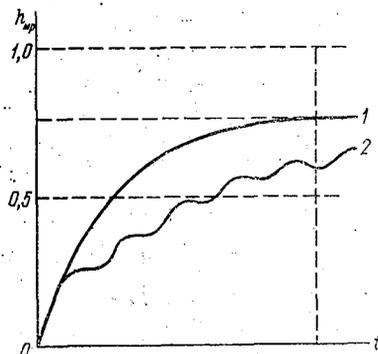


Рис. 4.4. Хронологический график изменения глубин местного размыва при отсутствии наносов (1) и их поступлении в воронку размыва в виде рифелей (2) по В. С. Муромову

поступления русловых наносов в воронку размыва. Еще большее влияние на глубины размыва оказывают мезоформы (ленточные гряды, побочни и осередки). Так, М. М. Журавлев [15] выделяет два характерных случая продвижения ленточных гряд: у опоры располагается их гребень или подвалье. В соответствии с этим размыв у опоры будет происходить с поступлением наносов в воронку размыва или при их отсутствии. В первом случае (рис. 4.5, а) размыв у опоры будет меньше, так как часть энергии поток будет затрачивать на разработку гряды. Во втором случае размыв больше (рис. 4.5, б), ибо вся энергия потока направлена на разработку воронки размыва у опоры моста.

Существенное влияние на глубину размыва оказывает форма опоры, влияние которой учитывается коэффициентом формы k_Φ . На рис. 4.6 в качестве примера приведены значения k_Φ для различных форм опор в плане. Как видно, значения k_Φ изменяются от 6,5 для опоры относительно удобообтекаемой формы

до 12,4 — для опоры прямоугольного сечения (при расчетах по формуле И. А. Ярославцева).

При расчете по другим формулам М. М. Журавлев рекомендует принимать значения k_{ϕ} на порядок меньше, т. е. от 0,65 до 1,46.

Детальный анализ влияния других факторов приведен в специальной литературе [4,5 и др.].

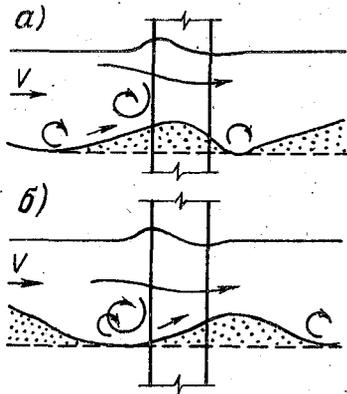


Рис. 4.5. Размыв у опоры моста при различном расположении ленточных гряд (мезоформ): а — у опоры располагается гребень гряды; б — у опоры располагается подвалы гряды

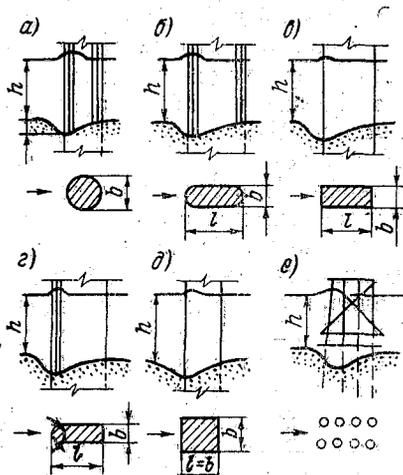


Рис. 4.6. Формы опор, встречающиеся в практике мостостроителей и коэффициенты их формы: а — $k_{\phi}=1,0$; б — 0,85; в — 1,24; г — k_{ϕ} — в зависимости от угла θ ($k_{\phi}=1,22$ при $\theta=120^{\circ}$; $k_{\phi}=1,0$ при $\theta=90^{\circ}$ и $k_{\phi}=0,73$ при $\theta=60^{\circ}$); д — 1,46; е — 0,65

Зависимость (4.19) многофакторная, причем выявить влияние каждого из приведенных факторов не представляется возможным. К тому же исходная информация, используемая при выводе расчетных формул, страдает существенными недостатками. В частности, неясно, являются ли измеренные глубины местного размыва у опор мостов максимальными или же случайными, характеризующими размыв в результате паводка или группы паводков, прошедших в период, предшествующий измерениям. Форма, продолжительность и обеспеченность этих паводков может существенно отличаться от расчетных. Именно поэтому, а также из-за введения в ряде случаев недостаточного обоснованных допущений, формулы для расчета наибольших глубин местного размыва у опор мостов могут существенно отличаться друг от друга как по своей структуре, так и, особенно, значениями коэффициентов,

Рассмотрим некоторые наиболее часто используемые в расчетах методики определения глубин местного размыва у опор мостов.

Из проведенного анализа вытекает, что наиболее неблагоприятные условия создаются, когда опора моста располагается в подвале гряды. Именно для этого случая в 1953 г. на основе анализа лабораторных данных И. А. Ярославцевым получена следующая полуэмпирическая формула:

$$h_{\text{мр}} = k_{\Phi} k_v (\alpha_v + k_h) \frac{v^2}{2g} - 30 k_{15}, \quad (4.20)$$

где k_{Φ} — коэффициент формы опоры; k_{15} — крупность наиболее крупных частиц, которых не менее 15% по массе; k_v — коэффициент, учитывающий влияние скорости потока и ширины опоры на глубину размыва $\lg k_v = -0,28 \sqrt{v^2/gb}$; α_v — параметр, учитывающий характер изменения скоростей по глубине потока, принимаемый равным 0,6—1,0; k_h — коэффициент, учитывающий влияние глубины потока (h — величину размыва $\lg k_h = 0,17 - 0,35 \frac{h}{b}$; b — ширина опоры.

Формула Ярославцева разработана для условий, когда наносы не поступают в воронку размыва, т. е. для наиболее неблагоприятных условий. Допущения, принятые автором при выводе формулы, резко ограничили диапазон ее применения. К тому же использование только лабораторных данных для определения ряда параметров формулы приводит к значительным ошибкам расчетов при определении глубин местного размыва на натуральных объектах.

Более совершенной, но также не лишенной недостатков, является включенная в Технические указания ВСН 62—69 формула В. С. Муромова. Она разработана на основе использования обширных лабораторных и ограниченного количества натуральных данных по рекам Советского Союза. За основную величину принята глубина размыва у цилиндрической опоры при поступлении наносов в воронку размыва;

$$h_{\text{мр}} = h_0 + 0,0177 \frac{v - v_k}{\omega} b, \quad (4.21)$$

$$h_0 = \frac{6,2 \beta_0 h}{\left(\frac{v_k}{\omega}\right)^{\beta_0}}, \quad (4.22)$$

где h_0 — глубина размыва при $v = v_k$, т. е. когда скорость потока равна критической неразмывающей; $\beta_0 = 0,18 (b/h)^{0,87}$.

В дальнейшем формула (4.21) была усовершенствована автором на основе анализа данных лабораторных и натуральных измерений и представлена в виде

$$h_{\text{мр}} = \left(h_0 + 0,014 \frac{v - v_n}{\omega} b \right) k_{\text{ф}} k_{\text{к}}, \quad (4.23)$$

для условий поступления наносов в воронку размыва ($v > v_{\text{к}}$), а при осветленном потоке

$$h_{\text{мр}} = h_0 \left(\frac{v - v_{\text{к}}}{v_{\text{к}} - v_n'} \right) k_{\text{ф}} k_{\text{к}}, \quad (4.24)$$

где $v_{\text{к}} = 3,6 \sqrt{gk}$; $v_n' = v_{\text{к}}(k/b)^y$ — начальная скорость размыва несвязных грунтов; y — степенной показатель, изменяющийся в зависимости от величины h/k от 0,125 до 0,2.

Формула Муромова также не лишена недостатков. Так, по формуле (4.23) глубина h_0 пропорциональна гидравлической крупности, что противоречит физическому смыслу формирования местного размыва. Действительно, при увеличении крупности наносов, слагающих дно русла, глубина размыва должна уменьшаться,

М. М. Журавлев, обработав данные наблюдений примерно по 100 мостовым переходам, предложил для расчета глубины местного размыва следующую формулу:

$$h_{\text{мр}} = 1,1 b^{0,5} h^{0,5} (v/v_n)^n k_{\text{ф}} k_{\text{к}} \quad \text{при } v > v_n, \quad (4.25)$$

где $v_n = \sqrt{g\omega h} (h/k)^{0,06}$ — средняя взмучивающая скорость; $n = 0,5 + 0,25(v/v_{\text{вд}})$, $v_{\text{вд}} = \sqrt[3]{g\omega h}$ — донная взмучивающая скорость; $v_{\text{н св}} = \frac{0,4}{\alpha_2} (3,34 + \lg h) \cdot \sqrt{1,15 + C_{\text{ун}}^{\text{н}}}$ — неразмывающая скорость для связных грунтов.

Формула (4.25) недостаточно широко апробирована, но по данным ее автора, результаты расчетов по ней находятся в хорошем соответствии с натурными данными. К сожалению, при выводе формула (4.25) сделано ошибочное допущение, объясняющее увеличение глубин местного размыва в период спада уровней по сравнению с периодом их подъема циркуляционными течениями. Фактически увеличение глубин обусловлено резким снижением поступления наносов из бассейна реки в ее русло и, как следствие, увеличением глубин размыва.

За рубежом для расчета глубин местного размыва используется более 20 формул. Однако все они грубо-эмпирические. В частности, большая группа формул не включает в себя наиболее важные факторы — скорость потока и крупность наносов; что

в значительной степени обусловлено негативной концепцией Е. М. Лоуренса, считавшего, что эти параметры не имеют существенного влияния на глубину местного размыва.

Детальный обзор зарубежных формул выполнен М. М. Журавлевым [15]. В качестве примера приведем некоторые из них. Наиболее полный учет определяющих факторов выполнен М. Бонасоудасом, предложившим в 1973 г. следующую формулу:

$$h_{\text{MP}} = \alpha h(b/h - 0,3)^n f k_{\Phi} k_{\kappa}, \quad (4.26)$$

где α , n , f — параметры, зависящие от соотношения средней и критической скоростей (v/v_{κ}).

Формулы К. К. Инглиса получили в нашей стране название «индопакистанские»:

$$\frac{h + h_{\text{MP}}}{b} = 1,73 \left(\frac{h}{b} \right)^{0,78}, \quad (4.27)$$

$$(h + h_{\text{MP}})/b = 1,70 (q^{2/3}/b)^{0,78}, \quad (4.28)$$

где q — удельный расход воды, фут²/с; $h + h_{\text{MP}}$ — глубина потока с учетом местного размыва у опоры в футах.

Формула (4.28) при переводе в метрическую систему мер принимает вид:

$$h_{\text{MP}} = 1,25 (h v)^{0,52} b^{0,22} - 0,3 h. \quad (4.29)$$

Еще более сложен и менее изучен процесс местного размыва у опор мостов, расположенных в связных грунтах. Для расчета глубины размыва в этих условиях имеется ограниченное количество формул, точность расчета по которым значительно ниже, чем для несвязных грунтов. В качестве примера можно привести формулу Мурова:

$$h_{\text{MP}} = h_0 \left(2 \frac{v}{v_{\kappa}} - 1 \right)^{0,75} k_{\Phi} k_{\kappa}, \quad (4.30)$$

где v_{κ} — неразмывающая скорость для связных грунтов, определяемая по модифицированной формуле Ц. Е. Мирцхулава:

$$v_{\kappa} = \frac{0,4}{\alpha_2} (3,34 + \lg h) \sqrt{0,15 + C_{\text{yh}}^{\text{H}}}, \quad (4.31)$$

где α_2 — коэффициент снижения неразмывающей скорости. Когда поток влечет более 0,1% мелких песчаных наносов α_2 принимается равным 1,4. В случае осветленного потока $\alpha_2 = 1,0$.

Первый множитель (h_0), входящий в формулу (4.30), определяется по формуле (4.22), в которой гидравлическая крупность принимается для эквивалентного по размываемости несвязного

грунта, средний диаметр фракции которого (в метрах) находится по формуле

$$k_3 = \frac{v_k^4}{168 h}$$

Таким образом, методика расчета глубины местного размыва у опор мостов основана на эмпирических или полуэмпирических формулах, значения коэффициентов в этих формулах определяются на основе экспериментальных (лабораторных или натуральных) данных, точность которых низкая. Все это свидетельствует о необходимости их совершенствования.

4.1.4. Влияние мостовых переходов на окружающую среду и процессы формирования пойм

Наиболее важным нарушением равновесия окружающей среды мостовым переходом является резкое изменение бытовых условий протекания водотоков, в результате чего создается подпор, приводящий к повышению уровней воды, подтоплению угодий, заболачиванию пойм, а иногда и к подтоплению населенных пунктов.

Заболачивание пойм обусловлено тем, что их пониженные места, по которым в бытовых условиях вода уходила с поймы, при создании мостового перехода пересыпаются дамбами или насыпями подходов к мосту. Насыпи, по которым проходят дороги, особенно по пониженным местам, перекрывая водотоки, в период прохождения паводков создают временные аккумулярующие емкости, которые могут быть причиной перетекания масс жидкости из бассейна одного водотока в другой — соседний. А это, в свою очередь, приводит к увеличению скоростей больше критических значений и, как следствие, к деформациям размыва за сооружениями.

Увеличение скоростей потока ниже водопропускных сооружений на малых водотоках часто приводит к образованию оврагов, что наносит большой ущерб народному, в частности, сельскому хозяйству.

Отъем части стока при перетекании его в другой бассейн, а также на орошение и другие нужды вызывает понижение уровней в водотоках, что приводит к снижению базиса эрозии для притоков и, как следствие, к переуглублению русла, распространяющемуся вверх по течению, т. е. к процессу, сходному с образованием оврагов.

В горных районах при строительстве дорог и мостовых переходов земляные работы часто являются причиной возникновения или активизации селевых потоков.

Обычно при строительстве дорог и мостовых переходов природоохранные мероприятия не планировались. Однако резкое расширение сети дорог, строительство мостовых переходов и

освоение территорий, прилегающих к ним, нередко вызывают нарушение равновесия окружающей природной среды, что может приводить к снижению надежности сооружений и нанесению ущерба сельскому хозяйству и другим отраслям.

Однако особенно большое влияние мостовые переходы оказывают на русловые процессы и процессы формирования и жизнедеятельности пойм. Выше перехода потоки поймы оказываются в подпертом дамбами состоянии. При этом продолжительность затопления пойм увеличивается, что приводит к изменению характера растительности на них. Волнение на таких акваториях приводит к разрушению склонов долины. Режим затопления и жизнедеятельности пойм, расположенных ниже мостовых переходов, также существенно изменяется. Глубина и продолжительность их затопления значительно меньше, чем в бытовых условиях, следовательно, и меньшее количество наносов откладывается на них. Существенно изменяется и характер течений на таких поймах. Для исключения негативных последствий, но при наличии особых условий (требования рыбного или сельского хозяйства), целесообразно вместо дамбы строить на таких поймах эстакады.

4.2. Дамбы обвалования и их влияние на русловые процессы

Дамбы обвалования — наиболее распространенные сооружения системы защиты от наводнений территорий и населенных пунктов, польдерных и мелиоративных объектов. Широко применяются при углублении судоходных путей, в водохозяйственном и другом гидротехническом строительстве.

Дамбы представляют возвышающиеся над поверхностью земли искусственные сооружения, отсыпаемые или намываемые обычно из местных материалов. Обычно они имеют трапецеидальное сечение с закрепленными откосами. Откосы дамб обвалования рек и польдерных систем чаще всего закрепляются посевом быстрорастущих трав. Дамбы возвышаются над поверхностью земли и проходят по пересеченной местности с различной шероховатостью. Глубины воды у дамб по сравнению с плановыми размерами потоков обычно невелики.

Наиболее часто дамбы обвалования применяются для защиты городов и других населенных пунктов от половодий и весенних паводков, а также защиты части или всей поймы от затопления с целью расположения на ней слескохозяйственных угодий, подразделяясь на незатопляемые и затопляемые. Последние допускают затопление пойм весенним половодьем, но защищают пойму от затопления ее дождевыми летне-осенними паводками. Наибольшее развитие такие дамбы получили в КНР, где вдоль берегов Великих китайских рек построены дамбы длиной в сотни и тысячи километров.

Однако дамбы обвалования могут иметь и другое предназначение. Например в Нидерландах значительная часть территории залива Зандерзее отделена дамбами от моря и используется в виде полей для сельского хозяйства. В настоящее время в дельте р. Невы строится дамба длиной 25 км, основной целью которой является защита Ленинграда от наводнений.

Рассмотрим наиболее частые случаи строительства дамб обвалования для ограждения поймы или ее части, с расположенными на них городами, поселками, промышленными предприятиями и сельскохозяйственными угодьями, и их влияние на русловые процессы. На одамбированных участках, особенно предназначенных для селитебного (жилищного) строительства, необходим комплекс инженерных мероприятий, в частности система дренажа и насосных станций для откачки поступающих вод и понижения их уровня.

В последние годы во многих больших и малых городах жилищное строительство переносится на пойменные земли. Несмотря на значительное удорожание строительства считается, что с экономической точки зрения оно выгодно, так как затраты на строительство дамб и инженерное обустройство территорий окупаются в течение 10—50 лет (табл. 4.3). Как видно из данных таблицы, заимствованной из работы Л. Р. Найфельда [23], и других данных, в настоящее время в ряде больших и средних городов Советского Союза на пойменных землях проживает до 89% населения, т. е. на территории, ранее периодически затоплявавшейся.

Большинство исследователей рекомендуют располагать дамбы обвалования на некотором расстоянии от берегов русла, оставляя часть поймы для пропуска редких и катастрофических паводков. Однако эти рекомендации, в погоне за дополнительными территориями, иногда нарушаются, что часто приводит к катастрофическим последствиям, как это было например на р. Абакан, где была неправильно спроектирована и построена дамба, защищающая г. Абакан от наводнения. В результате паводок, близкий к 1%-ной обеспеченности, размыл оголовки дамбы и затопил город, нанеся тем самым большой ущерб народному хозяйству.

Дамбы обвалования, полностью или частично отгораживая пойму от русла реки на участках различной, иногда очень большой длины, оказывают сильное воздействие на русловые процессы. Действительно, дамбы, препятствуя развитию плановых деформаций, заставляют систему «поток—русло» перестраиваться, переводя плановые деформации в высотные.

Учитывая, что уклоны дна и свободной поверхности водотоков, как правило, постепенно уменьшаются вниз по течению реки, что приводит к уменьшению и транспортирующей способности потоков, возникает острая проблема отложения избыточного количества наносов. Последние, отлагаясь в русле, увеличивают отметки его дна и уровней воды. Это может привести к прорывам дамб и затоплениям обширных пойменных территорий. Неэффективным

Некоторые данные о городах, частично расположенных на пойменных землях

Город	Площадь селитебной зоны		Площадь жилого фонда		Максимальный слой загопления, см	Средне-многочетный ущерб за год, млн. руб.	Стоимость защитных мероприятий, млн. руб.	Срок окупаемости, годы
	всего, тыс. га.	в т. ч. в зоне загопления, %	всего, тыс. м ²	в т. ч. в зоне загопления, %				
Архангельск	3,0	46	1975	52	196	0,89	25,5	38
Елец	1,6	9	520	6	303	0,03	1,5	50
Гороховец	0,3	46	78	28	250	0,07	1,4	20
Ленинск	1,1	36	68	54	113	0,05	2,0	40
Орск	2,1	26	1040	23	557	2,14	26	13
Новокузнецк	6,3	37	3000	30	252	2,10	25	12
Канск	1,1	32	493	33	202	0,40	4,5	11
Благовещенск	1,5	40	615	40	310	0,51	6,0	12
Лесозаводск	1,7	82	150	71	341	0,36	5,5	14
Иман	0,9	89	130	88	313	0,43	4,0	10
Итого (в среднем)	19,7	42,4	8069	35,6	—	6,98	—	—

является и дальнейшее наращивание отметок дамб, ибо постепенное отложение наносов в русле может привести к тому, что отметки его дна будут превышать отметки поверхности поймы. В этом случае прорывы дамб будут особенно опасными.

Особенно четко эти процессы проявляются в дельтах рек, где уменьшение уклонов водной поверхности является вполне закономерным процессом. Как правило, в дельтах, да и на ряде пойм, для борьбы с прорывами дамб строят дублирующие дамбы, параллельные основным. Однако проблема отложения и транспорта наносов, приносимых потоком с вышерасположенных участков, остается. В качестве примера можно привести прорыв дамбы обвалования у станицы Каргалинской, расположенной в дельте р. Терека, приведшей к очень тяжелым последствиям.

В период пропуска паводка воды Терека прорвали дамбу обвалования и вышли в южную часть дельты, быстро сформировав на ней новое русло, значительно отклонившееся от старого на юг. Учитывая, что это было в 1914 г., когда страна не обладала хорошей технической базой, была нарушена вся оросительная система, расположенная в северной части дельты, где осуществлялось интенсивное производство различных сельскохозяйственных культур. В результате остепнения этой части дельты, некогда богатые станицы обнищали.

Таким образом, дамбы обвалования оказывают большое влияние на русловые процессы, коренным образом изменяя тип руслового процесса, а следовательно, и характер русловых деформаций.

4.3. Воздействие карьеров в руслах и на поймах рек на гидравлику потоков и русловые процессы

Интенсивное развитие народного хозяйства страны, строительство большого количества промышленных предприятий, гидротехнических сооружений, жилищное и другое строительство требуют все возрастающее количество инертных материалов. Одним из наиболее дешевых способов их получения является добыча песка и гравия из русел и пойм рек с помощью различных земснарядов.

Интенсификация добычи привела к ряду негативных последствий, основным из которых является снижение (посадка) уровней, в ряде случаев достигающее 1,5—2,0 м и приводящее к обнажению водозаборов и водовыпусков, подмыву мостовых опор и переходов нефтегазопроводов, нарушению устойчивости портовых гидротехнических сооружений, осложнению работы портов и ухудшению судоходных условий.

На ряде рек страны (Томи, Кубани, Уфе, Иртыше и других) объемы извлекаемого грунта, в основном аллювия, во много раз, а иногда даже на один-два порядка, превышают годовой сток влекомых наносов этих рек, частично компенсирующих удаленный

аллювий. Поэтому для заполнения таких карьерных выемок за счет естественного стока наносов потребуются десятки, а иногда и сотни лет.

Размеры карьеров по глубине и ширине часто соизмеримы с аналогичными размерами рек, а длина достигает нескольких ширин рек, на которых они образованы. Их местоположение обычно приурочено к гребням перекатов, побочням, пляжам, осередкам, островам или другим выпуклым элементам русла и поймы.

Таким образом, карьеры нарушают морфологическое строение рек и тем самым оказывают существенное влияние на их водный и русловый режимы. Степень этого влияния находится в прямой зависимости от размеров карьерных выемок относительно размеров реки. Поэтому карьеры обычно подразделяют на малые и большие. К малым относят одиночные карьеры, занимающие небольшую часть русла или поймы реки. Такие карьеры существенного влияния на русловый и водный режимы рек не оказывают, так как их поверхность почти полностью покрыта водоворотной областью, которая препятствует воздействию транзитного речного потока на дно карьера. К тому же такие карьеры довольно быстро заполняются наносами, поступающими с вышерасположенных участков рек.

Резко отличное воздействие потока наблюдается на дно карьеров, к которым относятся большие одиночные и массовые карьеры. Водоворотные области в этих карьерах примыкают как к их верховому, так и к низовому откосам, а транзитный поток воздействует на дно карьера почти на всем его протяжении.

Помимо этих двух видов карьеров в практике применяется и третий способ — добыча грунта на большом участке реки, длина которого может достигать десятков километров, как это наблюдалось на р. Иртыше у г. Омска.

Рассмотрим более детально гидравлику потока и деформации русла в районе большого карьера. С этой целью выделим три участка: расположенный выше карьера, занимающий площадь карьера, и третий — ниже карьера (рис. 4.7).

Под воздействием потока происходят интенсивные деформации размыва русла на первом и третьем участках и занесение русла на втором участке [29].

Непосредственно после создания карьера на первом участке происходит аккумуляция наносов перед карьером. Далее, по мере снижения уровней и увеличения уклонов на этом участке начинается размыв дна, распространяющийся вверх против течения. В низовой части этого участка происходит увеличение уклонов водной поверхности и скоростей течения, что, как правило, вызывает увеличение размеров донных гряд. Величина врезания русла обычно пропорциональна длине карьера.

На втором участке отмечается отложение наносов, интенсивно поступающих с верхнего, первого участка. Занесение карьера на-

Носами происходит последовательным смещением вниз верхового склона карьера. Взвешенные наносы могут частично откладываться в нижней части карьера.

На втором участке отмечается отложение наносов, интенсивно поступающих с верхнего, первого участка. Занесение карьера наносами происходит последовательным смещением вниз верхового склона карьера. Взвешенные наносы могут частично откладываться в нижней части карьера.

На третьем, относительно коротком участке, происходит общий размыв русла. Зона максимального размыва дна примыкает к низовому откосу карьера, захватывая этот откос. По мере удаления от карьера интенсивность размыва дна уменьшается, а расход наносов постепенно увеличивается по длине участка.

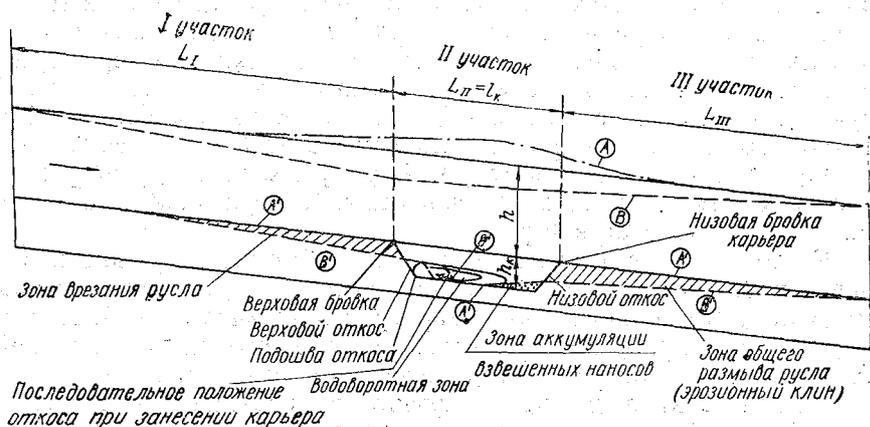


Рис. 4.7. Схема деформаций дна русла и изменения уровня воды в зоне влияния карьера:

A, A' — положение водной поверхности и дна русла до устройства карьера; B, B' — положение водной поверхности и дна русла при частичном занесении карьера наносами

Таким образом, с течением времени весь карьер как бы смещается вниз по течению, значительно изменяя при этом свою форму. Скорость смещения карьера находится в прямой зависимости от соотношения его размеров с объемом стока наносов.

Гидравлика потока в зоне влияния карьеров исключительно сложная и недостаточно изученная, во многом зависящая от размеров карьеров, стока наносов, грунтов, слагающих русла и берега рек, и ряда других факторов.

Рассмотрим негативное влияние разработки карьеров для добычи песка и гравия, создаваемых в руслах рек, на примере р. Иртыша. Воздействие таких карьеров на гидрологический режим и русловые процессы сказывается локально в основном в районе больших городов [14]. Например, в районе рейда Омского порта, где добыча песка и гравия особенно велика.

Добыча песка осуществляется в границах 1845—1905-й километр от устья реки. Здесь также систематически проводятся дноуглубительные работы для обеспечения достаточных судоходных глубин, расположены причалы Омского порта, эксплуатируются водозаборы коммунального и промышленного водоснабжения, дюкерные переходы нефтепроводов и линии связи, набережные города. Любое нарушение гидрологического режима и русловых процессов в рассматриваемом районе особенно ощутимо для различных отраслей народного хозяйства: промышленности, речного транспорта и городского хозяйства.

За последние десятилетия глубинная эрозия русла вследствие добычи из русловых карьеров песка непрерывно возрастала. Суммарное увеличение вместимости русла, по данным ГГИ, составило 27 млн. м³, достигая на отдельных участках 0,8 млн. м³ на 1 км. Образовавшиеся объемы вместимости должны были бы заполняться аллювием за счет донных и взвешенных наносов. Однако из-за зарегулированности стока вышерасположенными водохранилищами сток наносов р. Иртыша у г. Омска резко сократился, поэтому заполнение указанных емкостей происходит медленно и не может компенсировать объема выемки. Действительно, за последние 20 лет было извлечено около 38 млн. м³ песка, а компенсировано только 30% этой величины за счет стока наносов. К тому же и состав наносов существенно изменился. Вместо крупного песка и гальки в русле откладываются ил и мелкий песок.

Выполняемые Иртышским бассейновым управлением пути дноуглубительные работы для поддержания судоходных глубин не оказали существенного влияния на вместимость русла, так как извлекаемый грунт транспортировался за пределы судового хода, но в том же русле.

Увеличение вместимости русла в результате добычи из него строительного песка повлекло весьма существенное изменение руслового процесса и посадку уровней воды, резко проявляющиеся в период межени.

Анализ данных наблюдений показывает, что до 1955 г. посадки уровней незначительны, несмотря на дноуглубительные работы для улучшения судоходных условий. В дальнейшем из-за карьерных разработок русла наметились значительные посадки уровней, которые могут быть проиллюстрированы изменением положения кривой зависимости $Q=f(H)$, наблюдаемой с 1955 г. Анализ кривых расходов по Омскому гидрологическому посту за 1936—1983 гг. доказал, что посадки уровней за период с 1955 по 1983 г. достигли 100—141 см (табл. 4.4).

На гидрологическом посту Красноярка, расположенном ниже Омского поста на 60 км (наблюдения начаты с 1958 г.), посадки уровней значительно меньше и составляют 19—34 см (табл. 4.5).

В то же время на Покрово-Иртышском гидрологическом посту, расположенном в 105 км выше (по течению) Омского поста, т. е. выше расположения карьеров, значимого снижения уровней не обнаружено, хотя дноуглубительные работы на этом участке проводятся и проводились с той же интенсивностью.

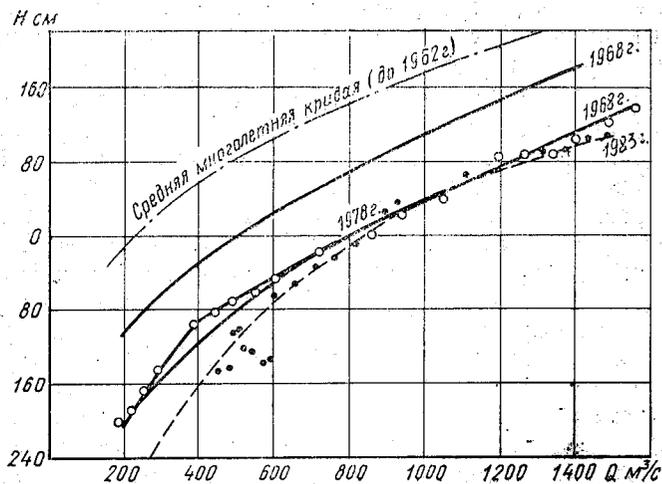


Рис. 4.8. Кривые расходов воды по Омскому гидрологическому посту за период с 1962 по 1983 г.

Таблица 4.4

Снижение уровня воды на Омском гидрологическом посту за период 1955—1983 гг.

Расход воды, м³/с	Уровень воды на «0» графика		Снижение уровня, см
	при естественном режиме (1955 г.)	при антропогенном воздействии (1983 г.)	
1000	100	0	100
800	60	-54	114
600	13	-128	141
500	-14	-136	122
400	-42	-166	124
Среднее			120

Таблица 4.5

Снижение уровней на гидрологическом посту Красноярка
за период 1958—1982 гг.

Расход воды, м ³ /с	Уровень воды на «0» графика		Снижение уровня, см
	при естественном режиме (1958 г.)	при антропогенном воздействии (1982 г.)	
1000	340	321	19
800	284	260	24
600	222	188	34
Среднее			26

Таким образом, значительное влияние на посадку уровня на р. Иртыше зафиксировано на участке длиной 60 км. По-видимому, эта величина несколько больше, но установить точное расстояние не представляется возможным из-за отсутствия постов ниже Красноярки. Однако ориентировочные расчеты, хотя и грубо приближенные, показывают, что посадки уровней, постепенно уменьшаясь, могут наблюдаться на расстоянии около 100 км от г. Омска.

Особенно неблагоприятные условия сложились на р. Томи в районе г. Томска, где в результате разработки карьеров по добыче песка и гравия и за счет выполнения дноуглубительных работ для поддержания все возрастающих габаритов судового хода с 1950 по 1984 г. произошло снижение проектного уровня на 2 метра. Ежегодные выемки грунта, в основном гравия, достигли 1 млн. м³ при среднегодовом стоке наносов р. Томи 20—25 тыс. м³, что, естественно, не могло привести к компенсации вынужденного грунта. К тому же добыча гравия и частичное заполнение карьеров песчаными наносами резко уменьшили значения критических скоростей. Это привело к обнажению городских водозаборов и водовыпусков, ухудшению работы речного порта и другим негативным последствиям.

Снижение уровня довольно четко иллюстрируется рисунком 4.8, на котором приведены кривые расходов воды по гидрологическому посту г. Томска. Как видно на рисунке, до 1962 г. наблюдалась довольно устойчивая зависимость $Q=f(H)$, а в последующие годы кривая расходов стала резко смещаться вправо, т. е. одни и те же расходы воды стали проходить при более низких уровнях, чем в 1962 г. и предшествующие ему годы. При этом наименьшее положение занимала кривая расходов воды в 1983 г., т. е. в последний год, данные измерений по которому приведены на рисунке.

Планирование добычи относительно дешёвых гравия и песка из русла р. Томи в последующие годы привело к необходимости выполнения научных разработок, выполненных в Новосибирском институте водного транспорта. Их результатом явились рекомендации о возможности дальнейшей добычи гравия из русла р. Томи, но на участках, расположенных значительно выше Томска. Причём эта добыча планируется в объёмах значительно больших, чем годовой сток наносов р. Томи.

По-видимому, к этим рекомендациям необходимо подходить с большой осторожностью, так как выемки, оставшиеся от карьеров, несколько деформируясь, перемещаются вниз по течению и могут достичь Томска, вызвав при этом нежелательные посадки уровней.

Опыт эксплуатации карьеров по добыче аллювия из русел рек указывает на необходимость либо прекращения их разработки, либо упорядочения этого процесса на основе глубоких научных проработок. В проектах разработки карьеров необходимо учитывать, что они вызывают существенные изменения гидравлики потоков и русловых процессов, которые выражаются в посадке уровней на участке расположения карьера, а также на выше и ниже расположенных участках; в размыве русла на участках, расположенных выше и ниже карьера, а также в увеличении скоростей движения мезоформ (побочней, осередков и других).

Эти процессы различны на равнинных реках, аллювий которых состоит из мелкозернистых грунтов, и предгорных, русло которых сложено крупнозернистыми грунтами (галкой и гравием).

Основными факторами снижения уровней в районе карьеров являются их глубина и длина, ширина же карьера имеет второстепенное значение. При организации крупных карьеров необходимо разрабатывать комплекс природоохранных мероприятий, в частности строительство регуляционных сооружений.

Изменения водного режима и морфологического строения русла оказывают существенное влияние не только на русловой режим рек, но и на их поймы и даже долины. Действительно, значительное увеличение глубин в русле приводит к снижению уровня воды и, как следствие, к уменьшению частоты и величины затопления пойм паводочными водами, к уменьшению выноса и отложения наносов на них, к падению уровня грунтовых вод. Все это приводит к нарушению биологического режима в долине. Следствием этого является снижение биологической и сельскохозяйственной продуктивности пойм. Участки пойм, занятые под карьеры, обычно зарастают кустарниками и исключаются из сельскохозяйственного использования.

Следует отметить, что влияние карьерных выработок на поймах изучено ещё недостаточно и часто приводит к непредсказуемым последствиям. Так, известны случаи, когда малые карьеры

на поймах, нарушая их почвы, срывая дернину, приводили к интенсивным деформациям пойм, в результате которых на них создавались мощные протоки, достигающие сотен метров в ширину и несколько километров в длину.

Довольно часто большие карьеры, создаваемые в руслах рек, приводят к изменению типа руслового процесса на них. При этом плановые деформации сменяются высотными. Это также оказывает существенное влияние на режим пойм.

Следует подчеркнуть, что исследования влияния карьеров на гидравлику русловых потоков, русловые и пойменные деформации начали интенсивно проводиться только в последние годы. Однако их большое практическое значение должно в ближайшее время привести к интенсификации научных исследований.

4.4. Деформации русел неукрепленных земляных каналов

4.4.1. Общие положения

Каналы представляют собой наиболее распространенный вид гидротехнических сооружений. Их строительство осуществлялось в различных регионах нашей планеты еще в давние времена. Однако это были небольшие каналы, используемые для орошения и водоснабжения. Позднее начали строить каналы для улучшения условий судоходства. С увеличением энерговооруженности стран размеры каналов резко увеличивались как по длине, так и по пропускной способности. В настоящее время как в Советском Союзе, так и за рубежом построены каналы, рассчитанные на пропуск расходов воды в $500 \text{ м}^3/\text{с}$ и более, а в проектных разработках предусмотрено строительство каналов, имеющих пропускную способность в $2000 \text{ м}^3/\text{с}$ и более.

При таких больших размерах облицовка дна и берегов каналов экономически нецелесообразна, поэтому их обычно делают земляными, укрепляя лишь отдельные, наиболее опасные участки.

В последние годы остро встала проблема межбассейнового перераспределения стока. Так, водные ресурсы Советского Союза, составляющие примерно 4700 км^3 в год, крайне неравномерно распределены по территории страны. На Север и Северо-Восток приходится 80% объема стока, а на южные районы с их развитой промышленностью и сельским хозяйством — всего 20%. Эта проблема, связанная с реализацией крупномасштабных проектов перераспределения стока между северными и южными районами страны, является исключительно сложной и затрагивает как экологические, так и экономические, технические, социальные и многие другие аспекты. Поэтому для ее реализации необходимы глубокие научные исследования и проработки.

Аналогичные проблемы стоят и перед другими государствами, в основном занимающими большие территории. В ряде развитых капиталистических стран строительство каналов, особенно для

перераспределения стока, строилось и строится весьма интенсивно. Следует отметить Канаду, объемы перебросок стока на территории которой достигли 141 км^3 в год, разработаны и дополнительные крупномасштабные проекты [6]. Велики объемы строительства каналов в США, Индии, Мексике и Китае. В частности, можно привести водный путь по р. Святого Лаврентия, протяженностью 3800 км, комплексное использование водных ресурсов рек Теннесси, Миссури, Колорадо и других. Для перераспределения стока осуществляется строительство различных магистральных каналов большой протяженности, рассчитанных на пропуск расходов в сотни, а иногда и тысячи кубических метров воды в секунду. Фактически такие каналы следует считать искусственными реками.

Многочисленные каналы построены и строятся для улучшения судоходства, орошения, подвода воды к ГЭС (деривационные) и в других целях.

В зависимости от определяющего (классификационного) признака выделяют различные классификации каналов по назначению (энергетические, судоходные, оросительные, водоподводящие, осушительные, лесосплавные, рыбоходные и др.); по способу подачи воды (самотечные, машинные), по конструкции (по положению в плане — криволинейные и прямолинейные, по форме поперечного сечения — трапецеидальные, параболические и др.), по способам облицовки, по гидравлическим гидрологическим режимам и пр. [1].

Необлицованные земляные каналы подразделяются на каналы с устойчивыми и неустойчивыми руслами. Устойчивыми являются каналы, в которых заметные необратимые деформации отсутствуют, а очертания поперечного сечения, продольные уклоны и положение русла в плане практически не изменяются. Основным критерием надежности или показателем качества функционирования канала является его пропускная способность, т. е. максимальное количество воды в единицу времени, которое может быть передано потребителям.

В качестве примера приведем разработанную в Союзгипроводхозе [1] классификацию магистральных каналов, в основу которой положен расход воды, пропускаемый по ним (табл. 4.6).

Рассмотрим основные проблемы, возникающие при проектировании и строительстве больших земляных каналов. К ним, в первую очередь, относятся определение формы и размеров устойчивого канала, скоростей течения в нем, а также выбор оптимальной трассы канала.

В конечном итоге, все расчеты основаны на принципе наименьших экономических затрат при обеспечении устойчивости и надежности работы канала. Трассы каналов приводят к отчуждению обширных территорий, часто занятых продуктивным сельскохозяйственными угодьями. Поэтому проектировщики стремятся

задать наименьшие плановые размеры, увеличивая глубины каналов. Выбор трассы выполняется на основе тщательного изучения картографических и аэросъемочных материалов.

Таблица 4.6

Классификация динамически устойчивых магистральных каналов

Класс сооружения	Q м ³ /с	Тип канала	Назначение канала	Период эксплуатации	Ожидаемые местные деформации
IV	≤35	Малый	Орошение или водоснабжение	Вегетация	Эрозия дамб и откосов, заиление, зарастание, просадки, пучение грунта и т. д.
III	35—350	Средний	То же	Вегетация	То же
II	350—800	Большой	То же, судоходство и энергетика	Круглогодично	То же и обрушение берегов (в первую очередь от судовых волн), деформации от ледовых явлений
I	800	Очень большой	То же	То же	То же

Одним из важнейших вопросов гидравлического расчета больших земляных каналов является назначение продольного уклона их русла, при котором сохраняется квазустойчивое состояние потока. Как видно в табл. 4.7, где приведены данные натурных наблюдений по большим каналам СССР, продольные уклоны изменяются в пределах от 0,00002 до 0,000173.

Таблица 4.7

Данные натурных наблюдений по большим земляным каналам СССР с осветленной водой

Канал	Q м ³ /с	v м/с	h м	I ‰
Каракумский				
241,7 км	383	0,66	3,3	0,032
306,5 км	442	0,68	4,0	0,035
421,7 км	233	0,58	3,5	0,041
Деривационный Фархадской ГЭС	512	—	5,2	0,066
Северо-Крымский	285	0,50	4,9	0,022
Донской магистральный	183	0,54	4,2	0,020
Кызылкумский	96—142	0,57—0,68	2,92—3,4	0,067—0,080
Канал им. Кирова	203	0,6—1,0	—	0,11
Верхне-Карабахский	126	0,95	2,6	0,173
Иртыш-Караганда (канал работал в режиме подпора)	25—32	0,19—0,24	3—3,5	0,0063—0,0067

На действующих каналах процесс руслоформирования подвержен значительному влиянию перегораживающих и сопрягающих гидротехнических сооружений, регулирующих гидравлический режим их работы, который с достаточной степенью точности можно принять близким к равномерному.

4.4.2. Гидравлический расчет русел устойчивых земляных каналов

Задачей расчетов является определение формы сечения и поперечных размеров каналов, которые при наименьших затратах должны обеспечить пропуск заданных расходов воды, а также их плановую и высотную устойчивость. Таким образом, основным в расчетах является определение скоростей течения в каналах, при которых отсутствовали бы однонаправленные деформации и осуществлялось бы транзитное движение русловых и нерусловых наносов.

К сожалению, единая теоретическая методика расчетов отсутствует, а имеющиеся полуэмпирические методы получены с помощью ряда допущений, основанных на опыте эксплуатации магистральных каналов и общих соображениях.

В то же время имеется ряд общепринятых постулатов, которые и используются при расчетах статически устойчивых русел каналов. Эти постулаты при равномерном движении воды можно представить следующим образом:

1. Скорость течения в канале должна быть больше критической неподвижной, но меньше срывающей

$$v_{н} < v < v_{с};$$

2. Форма поперечного сечения устойчивого русла определяется рядом граничных условий: откос у уреза должен соответствовать предельному по устойчивости для данного вида грунтов, на судовых каналах учитывать необходимость гашения волн, возникающих при движении судов; по оси русла дно должно быть горизонтальным;

3. Расход наносов в канале должен быть равен транспортирующей способности потока

$$Q_s = G. \quad (4.32)$$

Учет этих постулатов производится на основе рекомендаций и формул, предложенных различными исследователями. Рассмотрим некоторые из этих предложений, учитывая, что анализ методов и формул для расчета критических скоростей выполнен во втором разделе. Поэтому в качестве примеров приведем некоторые методы определения размеров и формы каналов.

В Союзгипроводхозе разработаны методы гидравлического расчета земляных каналов основанные на теории равномерного движения. В качестве расчетных при $I_{\text{дна}} = I_{\text{пов}}$ приняты зависимости

$$\tau_0 = \rho g R I; v = C \sqrt{R I}; C = f(R, n).$$

Для больших каналов, где $B \gg h$, обычно принимают $R \approx h_c$, получая

$$\tau_0 = \rho g h_c I, \quad (4.33)$$

$$v = C \sqrt{h_0 I}, \quad (4.34)$$

где τ — касательное напряжение на дне канала.

Подставляя hI из (4.34) в (4.33), получим $\tau_0 = \rho g \frac{v^2}{C^2}$. Следовательно, для допускаемой (неразмывающей v_n) скорости допустимое касательное напряжение

$$\tau_{\text{доп}} = \rho g \frac{v_{\text{доп}}^2}{C^2}.$$

Наиболее часто для расчетов принимают трапециевидную или параболическую формы сечения, хотя возможна и полигональная.

Отличительной чертой больших каналов является распластанность сечения русла, характеризуемая большими значениями $B/h_{\text{макс}}$ и выровненностью эпюры распределения средних на вертикали скоростей по ширине канала.

Далее рекомендуется определять среднюю скорость «активной» части канала v_m , соответствующую максимальной глубине и равную

$$v_m = \alpha v, \quad (4.35)$$

где $\alpha = 1,13—1,15$.

Следовательно, $v = \psi v_m$, где $\psi = \frac{1}{\alpha} = (0,87—0,89)$.

Методика основана на допущении о том, что для средней части сечения потока (зона наибольших глубин) его скорости и касательные напряжения не будут превышать допускаемых величин.

При расчете по критическим допускаемым скоростям (метод допускаемых скоростей — МДС) средняя скорость на вертикали не должна превышать допускаемой $v_{\text{доп}}$ скорости для данного грунта:

$$v_{\text{доп}} = v_n; \quad v \leq v_{\text{доп}}.$$

При расчете по допускаемым касательным напряжениям (метод допускаемых касательных напряжений — МКН) принимается, что касательное напряжение на вертикали $\tau_0 \leq \tau_{\text{доп}}$.

При транспорте наносов в канале в значения допускаемых скоростей необходимо вводить поправки.

Кроме этого, рекомендуется проводить дополнительные расчеты по транспорту наносов, которые будут приведены в специальных курсах.

4.4.3. Общая схема гидравлического расчета

На основе проектных данных задают значения расхода воды Q , который должен пропустить канал, и коэффициента шероховатости n , по заданным грунтам. Имея профиль поперечного сечения, определяют вероятное значение h_m , по которому рассчитывают уклон водной поверхности. При методе МДС используют формулу

$$v_m = v_{\text{доп}} = C_m \sqrt{h_m I_m}.$$

Откуда

$$I_m = \frac{v_{\text{доп}}^2}{C_m^2 h_m}.$$

Соответственно по методу МКН

$$\tau_0 = \tau_{\text{доп}} = \rho g h_m I_m.$$

Затем по заданным грунтам и табл. 4.8 с точностью до 10% определяют величину $A = B/h_m$. Ширина канала по урезу $B = Ah_m$.

По значениям v_m и (4.35) и определяют среднюю скорость, а по $h_c = \beta h_m$ — среднюю глубину. Здесь $\beta = A - 2m$, где m — заложение откоса канала.

Таблица 4.8

Рекомендуемые значения $A = B/h_m$

Q м ³ /с	Песчаные несвязные грунты, к 0,15—3 мм	Супеси и легкие суглинки	Глинистые грунты
250	$A = 17,0$	11,3	7,0
400	18,0	12,0	7,5
500	19,0	13,0	8,0
750	19,5	13,7	8,7
1000	20,0	14,5	9,0
1250	20,5	15,0	9,5
2000	21,0	16,0	10,0

По полученным данным определяем значение расчетного расхода воды

$$Q = v h_c B.$$

Учитывая, что для расчетов использовано вероятностное значение h_m , да и сам расчет выполнялся с точностью до 10%, в общем случае $Q_p \neq Q$, т. е. расчетное значение не соответствует заданному. Поэтому необходимо повторить расчет при уточненном значении или изменяя значение ширины «активной» зоны.

Рассмотрим также предложение И. Ф. Карасева, который определил пределы существования квазиоднородного потока:

$$1 < \frac{B}{h_c} \sqrt{\lambda} < 4,5.$$

С учетом формулы устойчивости грунта он получает морфометрическую зависимость

$$B \leq 3,65 (H_0 k)^{1/4} \left(\frac{h_c}{T} \right)^{3/4}, \quad (4.36)$$

где h_c и H_0 — средняя и максимальные глубины русла; λ — коэффициент сопротивления.

Эта формула применима как к статическим, так и к подвижным руслам: в первом случае нарушение устойчивости проявляется в сопротивлениях, а во втором — в деформациях.

Большое распространение за рубежом получило решение Форгеймера, реализованное в методе американских инженеров, которое также приемлемо к статическим руслам и руслам с ограниченными деформациями.

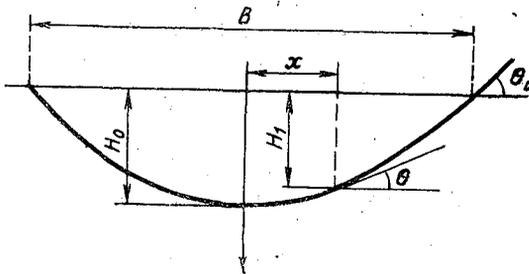


Рис. 4.9. Гидравлически устойчивое русло в форме косинусоиды

Суть метода состоит в реализации допущения о предельной устойчивости в любой области периметра, как результате равновесия частиц грунта, удерживаемых составляющей их веса и сдвигаемых великой силой. Угол заложения откоса канала принимается равным предельному углу естественного откоса для смоченного грунта, т. е. 1,5—3,0 (рис. 4.9). Исходя из этих до-

пущений, русло предельного равновесия получается в форме косинусоида (рис. 4.9), а его размеры определяются по формулам:

$$B = \frac{\pi H_0}{\operatorname{tg} \theta}; \quad h_c = H_0 \cos \frac{\operatorname{tg} \theta}{H_0} \chi; \quad F = \frac{2 H_0^3}{\operatorname{tg} \theta},$$

где θ — угол (в радианах) заложения откоса канала (выше расчетного уровня) (рис. 4.9); H_0 — максимальная глубина.

Данное решение, основанное на влекущей силе потока как критерии предельного состояния русла по началу подвижности, является вполне приемлемым только при пологих откосах.

Для расчета устойчивых форм русел каналов разработано также большое количество эмпирических формул. Одной из основных и наиболее надежной, на которой основываются многочисленные последующие решения, является формула Д. Лейси

$$\chi = L \sqrt{Q}, \quad (4.37)$$

где χ — смоченный периметр; L — постоянная, равная $4,84 \text{ с}^{0,5} \cdot \text{м}^{-0,5}$.

После преобразований и допущения, что $L \approx 1/\sqrt{v_d}$, формула (4.37) может быть представлена в виде $\chi/h_c = v/v_d$.

Для широких каналов, где $\chi \approx B$; $R \approx h_c$, получим $B/h_c = v/v_d$.

К такому же виду, с учетом известных зависимостей $\lambda = 2g/C^2$ и $C = v/\sqrt{h_c l}$, может быть приведена и формула Карасева (4.36)

$$\frac{B}{h_c} \approx (0,7-3,2) \frac{v}{v_d}. \quad (4.38)$$

Отсюда значение коэффициента в формуле Лейси

$$L = \frac{0,84-1,8}{\sqrt{v_d}}.$$

Здесь $v_d = \sqrt{gh_c l}$ — динамическая скорость.

Рассмотрим факторы устойчивости каналов на основе третьего постулата (4.32).

Русловые деформации находятся в прямой связи с режимом наносов. Наиболее очевидной формой такой связи в реках является перегрузка потока наносами, приводящая к расширению русла, русловой многорукавности, блужданию и неравномерности скоростей течения. Отсюда возникает условие, чтобы количество наносов как общее, так и, особенно русловых фракций, было не выше транспортирующей способности потока.

Примером нарушения этого условия может служить явление интенсивного размыва берегов — «дейгиша» на Амударье. При общей перегрузке потока наносами местные, осредненные по глубине скорости превышают средние по руслу до двух раз. Соответ-

ственно местная транспортирующая способность потока увеличивается пропорционально скорости примерно в четвертой степени. Действуя в гладких, разработанных в межень протоках, направленных нередко под углом к линии берега, эти локальные потоки вызывают размыв и уносят размывый материал, иначе размыв ограничится переотложением грунта в нижнюю часть откоса, как это наблюдается при воздействии волн. Этот фактор является более действенным, чем грядовое движение: расход руслового материала, переносимого в паводок во взвеси, в несколько раз больше расхода, перемещаемого в грядах. Следовательно, для устойчивых каналов возникает требование ограничения взвешивающей способности потока крупностью взвеси, не превышающей состав грунта русла.

Другой, наиболее распространенный в речных руслах формой деформаций является меандрирование. В действующих каналах, даже существующих много лет, явление меандрирования наблюдается редко и в слабой форме. По-видимому, этот процесс связан с периодическими усилениями размывающей способности потока в паводки, ведущими к размыву вогнутых берегов, и переотложениями руслового материала. В данном случае в качестве дополнительного условия для прямолинейных в плане каналов может служить ограниченное превышение средней скорости течения над ее предельным значением по началу размыва.

Изложенные выше соображения о факторах деформаций и условиях устойчивости русел каналов можно кратко сформулировать и определить аналитическими выражениями следующим образом.

Форма русла канала должна обеспечить гидравлическую устойчивость потока в увязке с прочностными свойствами материала русла; определяемыми, в первую очередь, углом естественного откоса грунта в русле; это условие определяется формулой

$$\chi = L \sqrt{Q}.$$

Количество наносов русловых фракций, поступающих в канал должно соответствовать транспортирующей способности потока или может быть ненамного меньше

$$Q_S = G.$$

Скорость течения в канале должна быть достаточно умеренной, чтобы не вызывать размыва берегов, и недостаточной для взвешивания и уноса руслового материала из откосов:

$$\omega_0 / \omega_p \leq 1. \quad (4.39)$$

Здесь ω_0 — предельная наибольшая гидравлическая крупность, взвешиваемая потоком; ω_p — средняя гидравлическая крупность

4.5. Влияние русловыправительных и дноуглубительных работ на гидравлику потоков и русловые процессы

Реки Советского Союза, как впрочем и большинства развитых капиталистических стран, интенсивно используются для судоходства. Стоимость перевозки грузов находится в обратной зависимости от габаритов судов. Учитывая, что увеличение длины и ширины судов ограничено размерами реки, основные усилия в течение последнего столетия были направлены на увеличение транзитных глубин, а следовательно, и осадки судов. Под транзитной глубиной понимается наименьшая в пределах судового хода глубина, поддерживаемая на данном судоходном плесе.

Последние, отличаясь от гидрологического плеса, обычно имеют протяженность в несколько сотен, а иногда и тысяч километров. Его границы определяются исходя из различных административных, народнохозяйственных гидрологических и других условий.

Наименьшие глубины наблюдаются на так называемых лимитирующих перекатах. Их увеличение достигается двумя способами: углублением с помощью земснарядов или выправительными работами.

В последние годы наибольшее развитие получили дноуглубительные работы на перекатах, а выправление рек обычно применяется при капитальных работах и при проведении путевых работ на средних и малых реках.

Об эффективности дноуглубления можно судить на примере реки Волги, где с начала нашего века гарантированные глубины увеличились с 0,8—1,0 м до 3,6—4,0 м в настоящее время, т. е. примерно в четыре раза, хотя значительная часть этого прироста глубин обусловлена строительством каскада волжских регулирующих водохранилищ.

Эффективные дноуглубительные и выправительные работы за годы советской власти были также проведены на реках Сибири, в результате чего гарантированные глубины на р. Оби увеличились в 1,5—1,9 раза и превышают бытовые в 2,5—4,0 раза. На Иртыше гарантированные глубины увеличились в 1,2—1,5 раза и больше бытовых в 3 раза. На Туре и Тоболе достигнуто увеличение гарантированных глубин в 1,75 раза, а по сравнению с бытовыми в 3 раза [14].

Для достижения такого увеличения глубин на судоходных плесах ежегодно удаляется с перекатов миллионы, а иногда и десятки миллионов кубометров грунта. Это приводит к образованию глубоких прорезей на перекатах с шириной, равной ширине судового хода. Однако в противоположность карьерам этот грунт не убирается из русел, а перемещается с перекатов на плесовые участки.

Посадки уровней от дноуглубительных работ имеют значительно меньшие величины и более четко проявляются в меженные

периоды, когда роль перекатов, как подпорных сооружений резко уменьшается.

При обычных путевых работах, когда гарантированная глубина значительно меньше ее предельного значения, дноуглубление существенного влияния на русловые процессы не оказывает.

В то же время интенсивное землечерпание при достижении гидравлически предельных или близких к ним гарантированных глубин приводит к необратимым посадкам уровней. В результате осложняется судоходство, возникает необходимость перестройки портовых сооружений, оголяются водозаборы, затрудняется работа выпусков сточных вод, понижаются уровни грунтовых вод на пойме и, как следствие, угнетается пойменная растительность.

В качестве примера негативных последствий интенсивного дноуглубления при неблагоприятных условиях В. В. Дегтярев [14] приводит р. Лену, где в шестидесятые годы потребовалось увеличить судоходные глубины на верхнем участке от порта Осетрово вниз до г. Киренска со 110 до 220 см. Несмотря на увеличение ежегодного объема дноуглубительных работ более чем в 20 раз, намеченная глубина была достигнута только от принятого в начале проектного уровня +35 см по Подымахинскому гидрологическому посту, обеспеченность которого в результате посадки уровня при интенсивном дноуглублении уменьшилась с 88 до 45%.

Русло реки превратилось в узкий канал, мало отличающийся меженными глубинами на перекатах и плесовых лощинах. Место прежних перекатов можно обнаружить только по сохранившимся уширениям русла между пойменными берегами. Интенсивное дноуглубление и забор из русла минерально-строительных материалов на акватории Осетровского порта и подходах к нему привели на этом участке р. Лены к снижению проектного уровня воды по гидрологическим постам Усть-Кут на 1,9 м и Подымахино на 0,65 м при расходах воды равной обеспеченности.

Для некоторой стабилизации уровней потребовалось проведение выправительных работ. Дальнейшее увеличение глубин на этом участке может привести к большим капитальным затратам и является экономически неэффективным.

Выправительные работы основаны на принципиально правильной прогрессивной идее о том, что увеличение гарантированных глубин можно и должно быть достигнуто за счет сосредоточения энергии самого потока и направлении ее на размыв гребневых лимитирующих перекатов. Однако реализация этой прогрессивной идеи из-за недостаточного знания закономерностей движения руслового потока, движения наносов и русловых процессов часто приводит к негативным последствиям, даже при больших капитальных вложениях.

Наиболее часто положительные результаты увеличения гарантированных глубин получаются при совместном применении землечерпания и выправительных работ на малых и средних реках.

Опыт таких работ, обобщенный Дегтяревым [14], показывает, как можно их эффективно применять и добиваться предупреждения посадок уровней.

В качестве примера приводятся результаты комплекса русло-выправительных и дноуглубительных работ, проведенных в пятидесятые и шестидесятые годы на р. Туре, приведшие к увеличению гарантированных глубин с 0,8 до 1,4 м при одновременном изменении проектного уровня с 30 см до — 10 см с целью повышения его обеспеченности.

Для выправления было построено 485 сооружений, практически были выправлены все перекаты. Фактически на Туре осуществлено сплошное выправление. Гарантированная глубина подерживается не только при проектном уровне, но и при уровнях на 10—20 см ниже его.

Выправительные работы на р. Туре повлекли за собой существенные изменения гидравлики потока и русловых процессов. Так, воздействие построенных сооружений оказало существенное влияние на скорости перемещения побочной, высоту песчаных образований и разрушение берегов. Увеличение глубин перекатов привело к уменьшению глубин плесовых лощин в среднем на 0,5 м.

Заносимость судовых ходов на выправленных участках рек существенно уменьшилась, что обусловлено резким увеличением транспортирующей способности потока на выправленных перекатах. Потребность в дополнительных дноуглубительных работах резко сократилась.

Однако период активной работы выправительных сооружений обычно ограничен тремя-пятью годами, иногда достигает восьми лет из-за разрушения сооружений и неблагоприятных деформаций, в частности вызываемых судовыми волнами, особенно в межливневый период.

Одним из направлений увеличения службы сооружений явилось укрепление сооружений посадками ивняка и других кустарников, которые прорастая препятствуют разрушению сооружений и берегов русла.

Другим негативным фактором, сопутствующим выправлению на р. Туре, явились плановые деформации, обусловленные размывом берегов противоположных сооружениям, и повлекшие за собой уничтожение сельскохозяйственных угодий. Величины плановых деформаций при использовании сооружений, возвышающихся над проектным уровнем на 3,0—3,5 м, достигли 10—15 м [14].

Анализ положения кривых расходов воды по Тюменскому гидрологическому посту за период с 1953 по 1983 гг. показал, что существенных посадок уровней выправительные работы не вызвали.

4.6. Влияние урбанизации территорий на русловые процессы и процессы формирования пойм

В настоящее время в большинстве развитых стран наблюдается интенсивный рост городского населения. В частности, в СССР около 75% населения проживает в городах. Число городов-миллионеров достигло 23, а в еще 10 городах численность населения приближается к миллиону. Большие города занимают территории в сотни км², а площади таких городов, как Москва, достигают 1000 км², т. е. вполне сравнимы с площадями водосборов малых и даже средних рек.

По территории городов, как правило, протекает несколько рек, ручьев и других водотоков. Руслу таких малых рек иногда полностью засыпаются грунтом, как например, р. Лиговка в Ленинграде, закладываются в трубы большого диаметра, канализируются или закрепляются различными способами (гранитные набережные и др.).

Таким образом, в пределах городов русловые процессы на малых и средних реках коренным образом изменяются. Плановые деформации на них сменяются высотными.

Значительно сложнее обстоит дело с большими реками, закрепление берегов на которых требует больших капитальных затрат и сложных инженерных решений.

Особенно большое влияние градостроительство оказывает на процессы формирования и жизнедеятельности пойм. Пойменные земли всегда считались и считаются непригодными для расположения на них населенных пунктов из-за необходимости проведения дорогостоящих инженерных мероприятий для защиты их от наводнений. Однако в последние годы в связи с бурным ростом городов, увеличением пассажироперевозок, наличием санитарных зон и в большинстве случаев запрещением использования высокопродуктивных пригородных сельскохозяйственных земель под городское строительство происходит процесс интенсивного использования пойм для жилищного строительства.

Большинство городов в Советском Союзе располагается на берегах рек, озер и водохранилищ. Поэтому проблема их защиты от наводнений имеет большое практическое значение.

Разработка проектов развития городов обычно проходит в две стадии: 1) генеральный план развития города; 2) рабочие чертежи. В генеральном плане на основании технико-экономических расчетов с учетом ряда дополнительных факторов (архитектурный облик, стратегическое и оборонное значение, санитарные зоны, полезные ископаемые и прочее) оцениваются различные варианты развития города и рекомендуются его основные направления. Поэтому уже на этой стадии проектирования необходима высокая степень надежности и точности инженерных расчетов.

В настоящее время отсутствует единая методика расчета повышения уровней ΔH за счет сжатия сечения дамбами обвалования при пропуске паводков. Так, Л. Р. Найфельд [23] рекомендует методику А. М. Латышенкова:

$$\Delta H = 2 \frac{Q_{п.сж}}{Q} \left(1 + \frac{Q_p}{Q} - Q_p v_n / v_p Q \right) \frac{\alpha_k v_{сж}^2}{2g}, \quad (4.40)$$

где $Q_{п.сж}$ — бытовой расход воды в сжатой части поймы; α_k — коэффициент, учитывающий отличие кинетической энергии, подсчитанной по средней и местным скоростям потока (коэффициент Кориолиса), принимаемый равным 1,05; $v_{сж}$ — средняя скорость потока для всего сжатого сечения. Недостатками формулы являются недоучет влияния взаимодействия руслового и пойменного потоков и угла, под которым пойменные воды поступают в русло выше дамбы, русловых деформаций в сжатом сечении, а также постоянное, значение коэффициента Кориолиса равно 1,05.

В ряде проектных институтов расчет повышения уровня воды основан на формуле Шези-Павловского и введении различных поправок, что также не гарантирует высокой точности его определения, а ошибки расчетов приводят к разрушениям дамб и наводнениям.

Особенно много примеров таких наводнений, причинивших значительный материальный ущерб городам, приведено в иностранной литературе. В частности, в качестве примера можно привести паводок на р. Арно, разрушивший ограждающую дамбу и затопивший Флоренцию, или паводки 1981—1982 гг., нанесшие значительный материальный ущерб ряду городов Индии, США и ФРГ.

Класс сооружения зависит от народнохозяйственного значения и размеров города [23]. Как правило, для крупнейших и крупных городов водооградительные сооружения относят ко II классу, для средних — к III, а для малых — к IV классу.

Для городов, расположенных в устьях рек, впадающих в заливы или моря (Ленинград, Архангельск, Северодвинск и др.), выполняются дополнительные расчеты с целью определения значений приливных и сгонно-нагонных уровней, а при их расположении ниже плотин крупных водохранилищ (Горький и др.) — на уровни волны прорыва.

Особые условия накладывают суровые зимы при расположении городов в нижних бьефах ГЭС, где необходим дополнительный расчет на зажорные и попусковые уровни зимнего периода, которые в ряде случаев могут превышать весенние и летние уровни 1%-ной обеспеченности.

Основными защитными инженерными мероприятиями от затопления являются: подсыпка территорий городов, как правило, осуществляемая гидронамывом, строительство защитных дамб в сочетании с дренажем и насосными станциями или комбини-

рованное решение, т. е. строительство защитных дамб совместно с подсыпкой пониженных участков территории.

Выбор способа защиты города от затопления определяется как технико-экономическими расчетами, так и инженерной интуицией проектировщиков.

Так, Л. Р. Найфельд [23] считает, что стоимость строительства дамб обвалования обычно в 2—3 раза меньше стоимости подсыпки. Однако последняя довольно часто применяется при строительстве, что обусловлено рядом причин, в частности, технологией производства работ. Действительно, строительство дамб должно осуществляться в сжатые сроки в период, ограниченный временем прохождения двух высоких паводков. В то же время подсыпка территории может выполняться в длительные сроки по частям.

В связи с этим особенно важным является расчет повышения уровня воды за счет сжатия сечения из-за стеснения поймы дамбой обвалования. Как правило, большинство проектировщиков стремятся к более полному использованию пойменных территорий, они предусматривают расположение защитных дамб по коренному берегу русла или подсыпку всей территории поймы, т. е. поймы полностью исключались из пропуска расчетного паводка. В ряде случаев рекомендуется спрямление русел рек в пределах городской черты.

В то же время Найфельд считает экономически более выгодным строительство дамб обвалования не по берегу русла, а на пойме на некотором удалении от русла. При этом достигается существенное снижение скоростей потока, обтекающего дамбу, и как следствие уменьшение затрат на крепление ее откосов. В качестве примера им приведено решение защиты дамбой обвалования 850 га пойменных территорий на р. Томь в г. Новокузнецке. Стоимость дамбы обвалования уменьшилась с 600 тыс. руб. при ее расположении по берегу русла реки до 270 тыс. руб. при ее смещении на 500 м в сторону поймы [23].

Применяемая на первой стадии методика расчета повышения уровней за счет сжатия сечения основана на ряде допущений, которые обычно приводят к завышению расчетных уровней и, как следствие, к значительному удорожанию инженерных работ, а иногда и к неправильному выбору оптимального варианта развития города. При разработке рабочих чертежей значения уровней уточняются. В то же время при разработке как на первой, так и на второй стадии, как правило, не учитываются изменения типов русловых процессов, происходящие в результате сжатия сечения на участках большой протяженности.

Не останавливаясь на детальном анализе причин строительства жилых районов на поймах, отметим лишь, что основным фактором, определяющим направления развития города, в том числе использования пойменных земель, являются технико-экономические расчеты. Как показал анализ материалов, несмотря на

необходимость больших инженерных работ и материальные затраты, расположение жилых районов на поймах оказывается экономически выгодным, особенно на реках, имеющих широкие поймы (Обь, Иртыш и др.).

Рассмотрим гидрологические аспекты проблемы. Все инженерные сооружения, защищающие крупнейшие и крупные города от затопления и подтопления, как правило, рассчитываются на уровне 1%-ной обеспеченности, а в ряде случаев даже 0,1%-ной. Так, в ряде городов предусмотрено строительство по берегам русел рек дамб высотой до 7—11 м с одновременным гидронамывом пониженных участков поймы на несколько метров.

Одним из недостатков такого проектирования следует признать недоучет в нем разработок по проблеме взаимодействия руслового и пойменного потоков.

Расчеты, проведенные автором по разработанной им методике, показали, что значение подпора, вызываемого эффектом взаимодействия руслового и пойменного потоков, составит 0,6—0,7 м. Следовательно, только за счет изменения конфигурации верхних частей дамб и расчета их как струенаправляющих сооружений можно уменьшить их высоту на рассмотренных объектах примерно на 0,5—0,6 м, чем достигается значительный экономический эффект. Аналогичные расчеты могут быть приведены по защитным сооружениям других городов.

Л. Р. Найфельд [23] использовал данные по 34 крупным, средним и малым городам, частично расположенным на пойменных землях. Однако более детальный анализ выполнен им на основе сведений только по 10 городам (табл. 4.3). Как видно из этой таблицы, в среднем 38,2% населения этих городов проживает на периодически затопляемых землях; в крупных городах, Архангельске и Новокузнецке, проживает соответственно 46 и 37% жителей, а в малых городах — 89% жителей.

Учитывая, что стоимость защитных сооружений высокая, для ряда малых городов признано нецелесообразным строительство защитных сооружений, ибо более дешевым признан вариант выноса жилого фонда этой части городов на незатопляемые отметки.

Проблема защиты городов от затопления имеет международное значение. Так, в США ежегодный ущерб, наносимый наводнениями, оценивается 500 млн. долл., так как 6% территории США составляют пойменные земли. Особенно велики ущербы от наводнений в странах Юго-Восточной Азии (Пакистан, Индия, Бангладеш и др.). В качестве примера можно привести наводнение 1878 г., когда была затоплена значительная часть территории Индии, в том числе и ее столица Дели, и нанесен огромный материальный ущерб.

Размер ущерба от наводнений по отдельным городам СССР приведен в работе [23].

Как видно из табл. 4.3, суммарный среднемноголетний ущерб от наводнений по 10 городам составляет 7 млн. руб. Значительно больший ущерб причиняют катастрофические паводки и паводки редкой обеспеченности. Так, в г. Орске паводок 1957 г. причинил ущерб в 11 млн. руб. при среднемноголетнем в 2,14 млн. руб. Паводок 1958 г. (3%-ной обеспеченности) причинил ущерб г. Новокузнецку в 5,6 млн. руб. при среднемноголетнем значении в 2,1 млн. руб. [23].

Для проектирования защитных дамб и отметок подсыпки территории, как уже указывалось, необходимы сведения о максимальных уровнях различной обеспеченности в бытовых условиях и при стеснении пойм дамбами обвалования. Расчет уровней выполняется по данным о расходах соответствующей обеспеченности и кривым расходов воды, построенным как по данным наблюдений, так и по формуле Шези — Павловского или Шези — Маннинга.

Значительно сложнее расчет максимальных уровней в стесненном сечении. Проектировщики недоучитывали опыт мостостроителей, стремились к минимальной длине дамб обвалования и не рассчитывали их как струенаправляющие сооружения. Это приводит к тому, что пойменные воды, поступая в русло под различными углами, иногда довольно большими, углами, затормаживают русловой поток и повышают отметки уровней за счет подпора. В стадии рабочих чертежей для расчета уровней в стесненном сечении применяется метод приближения. Он основан на допущении, что уровни воды ниже и выше дамбы обвалования соответствуют бытовым. Задаваясь различными значениями коэффициента шероховатости, рассчитывают расходы воды и подбирают такой коэффициент, чтобы расчетный уровень воды в сжатом сечении соответствовал уровню, полученному по его бытовым значениям выше и ниже дамбы, но с учетом значения падения.

Данная методика недоучитывает размывы, происходящие в сжатом сечении, изменение типа руслового процесса из-за отключения поймы, а также неравномерность режима движения воды и взаимодействие руслового и пойменного потоков.

Помимо непосредственного использования пойм для размещения селитебных районов города оказывают существенное влияние на формирование наносов в бассейнах рек, русловые и пойменные процессы, сток и другие характеристики рек.

Процессы преобразования стока рек городами, включая безвозвратные потери, детально проанализированы в ряде отечественных и зарубежных исследований, в частности в монографии В. В. Куприянова [20]. В настоящее время в водопроводную сеть Ленинграда подается свыше 20 м³/с, а Москвы — 40 м³/с воды. Если учесть, что нормы расходования воды достигают 700 л/сут на человека, то и для других городов с населением свыше 1 млн. жителей расходы воды только на бытовые нужды превышают 5 м³/с. По данным Куприянова [20], расход воды на промышлен-

ные нужды зависит от характера производства и в 3—4 раза превышает расход воды на бытовые нужды.

При строительстве больших городов в пределах их территории происходит преобразование речной сети. Некоторые малые реки и ручьи либо засыпаются грунтом, либо полностью или частично заключаются в подземные коллекторы. Так, из 118 рек и ручьев в границах современной Москвы 67 водотоков полностью или частично заключены в подземные коллекторы [20]. Кроме того, многие реки в пределах городов спрямляются и канализируются. Их берега укрепляются, одеваются в гранит и бетон (Ленинград, Москва, Днепропетровск и др.). В ряде городов сток рек зарегулирован водохранилищами (Москва, Киев и др.).

При нехватке воды для водоснабжения крупных городов предусматривается ее переброска из бассейнов соседних рек. Например, для водоснабжения Москвы осуществляется переброска стока из р. Волги в р. Москву, а для водоснабжения Минска — из р. Вилии в р. Свислочь. Все эти мероприятия приводят к существенным изменениям режима стока рек, а следовательно, русловых и пойменных процессов.

В заключение необходимо отметить, что современное градостроительство набрало очень высокие темпы. При этом происходит преобразование как самих речных бассейнов малых рек, так и регулирование их стока. Изменение естественного состояния русел и пойм при градостроительстве, как правило, является необратимым.

Методы расчета изменения составляющих уравнения водного баланса под влиянием городов находятся в стадии разработки. Однако уже в настоящее время проектировщикам при расположении районов городов на затопляемых землях могут быть сделаны следующие рекомендации.

1. Применять для расчетов методику, разработанную автором данного пособия, учитывающую как массообмен между руслом и поймой, так и эффект взаимодействия руслового и пойменного потоков.

2. Учитывать изменение типа русловых процессов и общий размыв, происходящий в периоды паводочного стока.

3. Необходимо строительство закругленных в плане дамб, направляющих пойменные воды в русло под малыми углами, чтобы не создавать дополнительного подпора.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Первый опыт подготовки рукописи учебного пособия, посвященной антропогенному воздействию на русловые процессы, позволяет сделать ряд обобщений и выводов, основным из которых является вывод о том, что русловой процесс и сток наносов из всех элементов гидрологического режима наиболее быстро реагируют на вмешательство человека.

В учебном пособии из-за его ограниченного объема, а также в связи с недостаточной научной разработкой ряда вопросов, выполнен анализ влияния на русловые процессы только основных так называемых активных гидротехнических сооружений и практически не освещено влияние агролесомелиораций и других мероприятий, проводимых на водосборах рек. В частности, это обусловлено тем, что все виды мероприятий, проводимых в бассейнах рек оказывают только косвенное, а не прямое воздействие на русловые процессы, через основные факторы их определяющие, а именно жидкий сток и сток наносов.

Действительно, агролесомелиорация и мелиоративные работы, как правило, изменяют режим поступления и величину жидкого стока и наносов в реки, тем самым изменяя или активно воздействуя на русловые процессы.

Антропогенному воздействию на формирование жидкого стока посвящена обширная литература. В частности, можно привести обобщающую работу И. А. Шикломанова [33], посвященную этой проблеме.

Различные мероприятия, проводимые в бассейнах рек, в частности вырубка лесов, мелиоративные работы, распашка территорий и другие, как правило, способствуют эрозии почв и, как следствие, резко увеличивают количество наносов, поступающих в реки. Проблема эрозии почв является исключительно важной народнохозяйственной задачей, имеющей огромное практическое значение. Ей посвящена обширная отечественная (М. Н. Заславский, Г. И. Швец [32], Ц. Е. Мирцхулава, Р. С. Чалов и другие авторы) и зарубежная литература. Эта проблема должна быть изложена в отдельном курсе.

Многие гидротехнические сооружения, возводимые в руслах и на поймах рек, не оказывая существенного влияния на русловые процессы, в то же время сами испытывают их воздействие. Такие сооружения называют пассивными. Поэтому при проектировании и строительстве таких сооружений оценка воздействия русловых процессов на них является решающим фактором. К числу таких сооружений в первую очередь следует отнести: водозаборы и водовыпуски, нефте- и газопроводы, линии электропередач, пересекающие реки, причальные стенки и другие сооружения. Все они имеют важное народнохозяйственное значение, поэтому высокое качество изысканий, надежные картографические и аэрофотосъемочные материалы, а также высокий профессиональный уровень составителей проектов, использующих современные достижения в области русловых процессов, вполне могут обеспечить надежную работу таких сооружений безусловно при хорошем качестве их строительства.

В последние годы резко возросло значение оценки влияния строительства различных гидротехнических и других сооружений на экологию отдельных районов, а иногда и огромных регионов. К сожалению, эта проблема, имеющая огромное значение для

нашей страны, впрочем, как и для других промышленно развитых стран, разработана недостаточно. Негативные воздействия при этом столь велики, что это привело к решению приостановить реализацию ряда крупномасштабных проектов (например, проектов перераспределения стока на территории ЕТС и Сибири) до выявления основных экологических последствий их реализации.

В то же время проблема экологии в последние годы приобрела решающее значение и она сформировалась в самостоятельную бурно развивающуюся дисциплину. Ее преподавание осуществляется не только в вузах естественного профиля, но практически и во всех технических вузах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин В. С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. — М.: Колос, 1978. — 255 с.
2. Антроповский В. И. Гидроморфологические зависимости и их дальнейшее развитие. Тр. ГГИ, 1969, вып. 169, с. 34—86.
3. Барышников Н. Б. Морфология, гидрология и гидравлика пойм. — Л.: Гидрометеоздат, 1984. — 280 с.
4. Бегам Л. Г., Болдаков Е. В., Журавлев М. М. и др. Переходы через водотоки. М.: Транспорт, 1973. — 456 с.
5. Бегам Л. Г., Цыпин В. Ш. Надежность мостовых переходов через водотоки. — М.: Транспорт, 1984. — 254 с.
6. Березнер А. С. Территориальное перераспределение речного стока в Европейской части РСФСР. — Л.: Гидрометеоздат, 1985. — 160 с.
7. Васильченко Г. В. Воздействие потоков на мелиоративные и водохозяйственные сооружения. — Минск: Урожай, 1985. — 176 с.
8. Векслер А. Б., Доненберг В. М. Переформирование русла в нижних бьефах крупных гидроэлектростанций. — М.: Энергоатомиздат, 1983. — 217 с.
9. Вендров С. Л. Проблемы преобразования речных систем. 2-е изд. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 208 с.
10. Гришанин К. В. Теория руслового процесса. — М.: Транспорт, 1972. — 216 с.
11. Гришанин К. В. Динамика русловых потоков. 2-е изд. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 312 с.
12. Гришанин К. В. Как ведет себя речной поток? Метеорология и гидрология, 1984, № 9, с. 95—100.
13. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. — Л.: Гидрометеоздат, 1962. — 375 с.
14. Дегтярев В. В. Улучшение судоходных условий Сибирских рек. — М.: Транспорт, 1987. — 176 с.
15. Журавлев М. М. Местный размыв у опор мостов. — М.: Транспорт, 1984. — 113 с.
16. Караушев А. В. Теория и методы расчета речных наносов. — Л.: Гидрометеоздат, 1977. — 272 с.
17. Кондратьев Н. Е., Григорьева О. Г. Исследования по деформациям берегов водохранилищ. Обзор. Серия гидрология суши. — Обнинск, 1976. — 85 с.
18. Кондратьев Н. Е. Дискретность русловых процессов. — Тр. ГГИ, 1978, вып. 252, с. 3—19.
19. Кондратьев Н. Е., Попов И. В., Смищенко Б. Ф. Основы гидроморфологической теории руслового процесса. — Л.: Гидрометеоздат, 1982. — 272 с.
20. Куприянов В. В. Гидрологические аспекты урбанизации. — Л.: Гидрометеоздат, 1977. — 184 с.
21. Лапшенков В. С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 240 с.

22. *Маккавеев Н. И.* Русло реки и эрозия в ее бассейне. М., изд. АН СССР, 1955. — 347 с.
23. *Найфельд Л. Р.* Инженерная подготовка пойменных и заболоченных территорий для градостроительства. — М.: Стройиздат, 1974. — 183 с.
24. *Пельт Н. Н.* Развитие кормовой базы животноводства в СССР. — М.: Наука, 1969. — 184 с.
25. *Попов И. В.* Деформация речных русел и гидротехническое строительство. — Л.: Гидрометеоздат, 1969. — 363 с.
26. Рекомендации по расчету местных размывов русел, сложенных из не- скальных грунтов, за креплениями средненапорных водосливных плотин. Л., изд. ВНИИГП 90—80, 1981. — 40 с.
27. *Ржаницын Н. А.* Руслоформирующие процессы рек. — Л.: Гидрометеоздат, 1985. — 264 с.
28. Русловой процесс / Под редакцией Н. Е. Кондратьева. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 371 с.
29. *Снищенко Б. Ф., Месерляк Г. Г.* Развитие руслового процесса на участках выемок речного аллювия. — В сб.: Динамика русловых потоков. Л., изд. ЛГМИ, 1987, вып. 98.
30. *Федотов Г. А.* Расчеты мостовых переходов с применением ЭЦВМ. — М.: Транспорт, 1977. — 208 с.
31. *Чалов Р. С.* Географические исследования русловых процессов. М., изд. МГУ, 1979. — 232 с.
32. *Швебс Г. И.* Теоретические основы эрозиоведения. — Киев — Одесса: Высшая школа, 1981. — 222 с.
33. *Шикломанов И. А.* Антропогенные изменения водности рек. — Л.: Гидрометеоздат, 1979. — 394 с.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
<i>Введение</i>	3
1. Русловые процессы и их типизация	4
1.1. Гидродинамический и гидроморфологический подходы к разработке теории русловых процессов	4
1.2. Гидродинамический метод. Система уравнений для расчета деформаций	4
1.3. Поток — русло — бассейн — саморегулирующаяся система. Роль перекаатов в регулировании стока наносов	8
2. Основы гидроморфологической «теории» русловых процессов	13
3. Антропогенные воздействия на русловые процессы (влияние регулирующих водохранилищ)	21
3.1. Принципы прогнозирования русловых деформаций при антропогенном воздействии на русловые процессы	21
3.2. Развитие руслового процесса в условиях зарегулированного водного режима	23
3.3. Русловые деформации в верхних бьефах регулирующих гидроузлов. Заиление водохранилищ взвешенными и занесение донными наносами	26
3.3.1. Процесс заиления и занесения водохранилищ	26
3.3.2. Методы расчета заиления водохранилищ взвешенными и занесения донными наносами	30
3.3.3. Воздействие водохранилищ на речные поймы и некоторые экологические последствия их возведения	37
3.4. Деформации берегов водохранилищ	39
3.4.1. Общие положения	39
3.4.2. Методы расчета деформаций берегов водохранилищ	40
3.4.3. Влияние вдольберегового перемещения наносов на формирование берегов водохранилищ	44
3.4.4. Особые случаи деформации берегов водохранилищ	46
3.5. Русловые деформации в нижних бьефах гидроузлов	47
3.5.1. Причины и общая схема деформаций в нижних бьефах гидроузлов	47
3.5.2. Местный размыв нижнего бьефа	52
3.5.3. Методы расчета деформаций русел в нижних бьефах гидроузлов	62
3.5.4. Гидродинамические методы расчета деформаций русел в нижних бьефах гидроузлов	66
3.5.5. Гидроморфологические методы	76

3.5.6. Особенности процесса формирования пойм и экологические последствия русловых деформаций в нижних бьефах гидроузлов	79
4. Воздействие на русловые процессы мостовых переходов и других гидротехнических сооружений	85
4.1. Русловые деформации, вызываемые сооружением мостовых переходов	85
4.1.1. Общие положения	85
4.1.2. Общий и сосредоточенный размывы в зоне мостовых переходов	87
4.1.3. Местный размыв у опор мостов	99
4.1.4. Влияние мостовых переходов на окружающую среду и процессы формирования пойм	106
4.2. Дамбы обвалования и их влияние на русловые процессы	107
4.3. Воздействие карьеров в руслах и на поймах рек на гидравлику потоков и русловые процессы	110
4.4. Деформации русел, неукрепленных земляных каналов	117
4.4.1. Общие положения	117
4.4.2. Гидравлический расчет русел устойчивых земляных каналов	120
4.4.3. Общая схема гидравлического расчета	122
4.5. Влияние русловыправительных и дноуглубительных работ на гидравлику потоков и русловые процессы	126
4.6. Влияние урбанизации территорий на русловые процессы и процессы формирования пойм	129
Заключение	134
Литература	136

—♦—

Николай Борисович Барвильников

**АНТРОПОГЕННОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ
НА РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ**

Учебное пособие

Редактор *О. С. Крайнова*

Корректор *С. В. Холина*

Сдано в набор 4.09.89.	Подписано в печать 14.12.90.	Усл. п. л. 8,75.
Формат бумаги 60×90 ^{1/16} .	Бумага тип. № 2. Лит. гарн.	Печать высокая.
Уч.-изд. л. 9,2.	Тир. 500. Зак. 255.	Цена 90 коп.

ЛГМИ. 195196, Ленинград, Малоохтинский проспект, 98.

Типография ВСОК ВМФ